



Aalto-yliopisto
Insinöörیتieteiden
korkeakoulu

Sampo Salojärvi

Tuettujen kaivantojen sortumien tapaustutkimus

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 12.10.2017

Valvoja: Professori Leena Korkiala-Tanttu

Ohjaaja: DI Pekka Ruuti

Tekijä Sampo Joonas Salojärvi

Työn nimi Tuettujen kaivantojen sortumien tapaustutkimus

Koulutusohjelma Yhdyskunta- ja ympäristötekniikka

Pää-/sivuaine Georakentaminen

Koodi R3003

Työn valvoja Leena Korkiala-Tanttu

Työn ohjaaja(t) DI Pekka Ruuti

Päivämäärä 12.10.2017

Sivumäärä 85

Kieli suomi

Tiivistelmä

Rakennuskaivantojen sortumia tapahtuu vuosittain useita, vaikka suunnittelun ohjeistusta kehitetään jatkuvasti. Sortumien laajuus ja vakavuus vaihtelevat. Aina sortumatapausten jälkeen ei suoriteta kovinkaan perusteellista tutkimusta tapahtumaan johtaneiden syiden tunnistamiseksi.

Työn tavoitteena oli tutkia hyvin dokumentoituja kaivantosortumia ja tunnistaa tutkimuksen kohteena olleiden tapausten sortumamekanismit ja selvittää sortumien syyt. Tulosten perusteella pohdittiin ratkaisuja, joilla sortumat oltaisiin voitu välttää. Tutkimukseen valittiin tapauksia, joiden sortumahetkellä vallinneet olosuhteet tunnettiin mahdollisimman hyvin. Tutkimuksen apuna käytettiin suunnitelma-asiakirjoja, kairausdiagrammeja, raportteja, kuvia, työmaahavaintoja sekä suunnittelijoiden näkemyksiä tapauksista.

Työssä tutkittiin kolmea erityyppistä teräspontein toteutettua kaivantoa. Kaivannot erosivat toisistaan niin maaperän kuin tuentatapojenkin suhteen. Kaikki tutkittavat kaivantosortumat olivat sattuneet vuonna 2015. Kaksi tutkittavista kaivannoista olivat sisäpuolisesti tuettuja putkikaivantoja, joista toisessa oli käytetty hyödyksi kalkkipilaristabilointia. Kolmas tapaus oli ankkuroidun tukiseinän sortuma. Ensin kohteiden maaparametreille pyrittiin löytämään mahdollisimman edustavat arvot. Tässä käytettiin mahdollisuuksien mukaan apuna tilastollisia menetelmiä. Sortumakohdan vakavuutta tarkistettiin laskelmin. Laskelmat tehtiin sekä ominaisarvoilla että eurokoodin mukaisella osavarmuuslukumenetelmällä. Lopuksi kaivannot mallinnettiin GeoCalc-, Plaxis-, ja Optum G2-ohjelmistoilla, ja tuloksia verrattiin laskelmilla saatuihin tuloksiin.

Laskelmilla päästiin hyvin samankaltaisiin lopputuloksiin kuin numeerisella mallinnuksella. Laskennoilla saavutetut tulokset vastasivat hyvin todellisia tilanteita, joten suorite- tuilla laskennoilla oltaisiin voitu ennustaa suhteellisen tarkasti kaivannon sortumatapa sekä kaivusvyvyys, jolla stabiliteetti menetetään. Tämän perusteella voitiin olettaa, että kaikista tutkittavista tapauksista ei joko oltu tehty riittäviä laskelmia suunnitteluvaiheessa tai olosuhteet olivat eronneet merkittävästi siitä, mitä suunnittelussa oletettiin. Ensimmäinen tutkittu sortuma johtui liian lyhyestä ponttipituudesta. Toisen kaivannon oletettu vakavuus perustui virheelliseen oletukseen stabilointipilareiden lujittavasta vaikutuksesta. Kolmannessa tapauksessa sortuma johtui tukiseinän liian pienestä pystystabiliteetista. Jokaisen sortuman osalta tutkittiin myös käytettyjen työtapojen vaikutusta sortumaan ja pohdittiin laajemmin, millä muutoksilla kukin kaivantosortuma oltaisiin voitu estää.

Avainsanat tuettu kaivanto, sortuma, tukiseinä, kaivannon mitoitus



Author Sampo Joonas Salojärvi		
Title of thesis A case study of supported excavation failures		
Degree programme Civil and Environmental Engineering		
Major/minor Geoengineering		Code R3003
Thesis supervisor Leena Korkiala-Tanttu		
Thesis advisor(s) M.Sc. (Tech.) Pekka Ruuti		
Date 12.10.2017	Number of pages 85	Language Finnish

Abstract

Despite the constant development of planning instructions, multiple excavation collapses occur every year. The extent and gravity of collapses differ between cases. In many cases, proper investigation is not conducted for recognizing the reasons behind the incident.

The aim of the present study was to find out the reasons and collapse mechanisms behind the excavation failure incidents investigated. Solutions to avoid the collapses were discussed on the basis of the results. The cases for the study were chosen based on the extent of the soil investigation data and observations of the circumstances of the incidents available. The data consist of planning documents, borehole logs, reports, pictures, site observations and the planners' interpretations about the cases.

Three different cases of supported sheet pile excavation collapse were investigated. The soil conditions and the excavation support mechanisms differed between the cases. All the incidents occurred in the year 2015 in Finland. Two of the cases were failures of pipe excavation in clay soil with internal bracing and the third one was a failure of anchored excavation in silty sand. At first, the best representatives of the soil parameters were determined. This was done with statistical methods when the available soil data were large enough. The ultimate limit states of the designed excavations were checked with calculations. The calculations were made with characteristic values and also with the Eurocode partial safety factor method. Then the excavations were modelled with GeoCalc, Plaxis and Optum G2 softwares. The hand calculation results were compared with the results of the modelling.

The results of the hand calculations and the numerical modelling were quite similar. The calculation and modelling results corresponded well to the sight observations. Based on the results, it seems that some critical parts of the planning procedure were neglected or the soil, groundwater, or workload conditions were significantly different from what was expected in planning. In every case, the main reasons for the collapses were found out. Based on the study, the first collapse investigated could have been prevented by using longer sheet piles that would have reached the sand layer beneath clay. In the other incident, the designed stability of the sheet pile wall was highly trusted by the strength of the lime stabilization. In the third case, the vertical stability of the sheet pile wall was not sufficient. The collapse could have been prevented for example by using longer sheet piles. The applied working methods were also evaluated.

Keywords supported excavation, failure, sheet pile

Alkusanat

Rakennuskaivantojen korkea sortumataajuus ja joidenkin tapauksien puutteelliset jälkiselvitykset johtivat ajatukseen diplomityöstä, jossa perehdyttäisiin muutamään hieman erilaiseen ja eri laajuiseen kohteeseen ja toteutettaisiin case study -tyyppinen tutkimus. Tutkimukseen oli tarkoitus valita kohteita, joiden sortumahetkellä vallinneet olosuhteet tunnettiin mahdollisimman tarkasti. Näin tutkimuksesta tulisi vähemmän spekulatiivinen ja päädyttäisiin oikeisiin johtopäätöksiin sortumien syistä. Pyrkimyksenä oli löytää puutteita esimerkitapausten suunnittelusta ja toteutuksesta sekä pohtia kaivantojen stabiliteetin kannalta riskialtteimpia työvaiheita. Tavoite oli myös pohtia, löytyykö tutkittavista tapauksesta jotain yhdistäviä tekijöitä.

Ajatuksen tämänkaltaisen työn teosta esittivät Pekka Ruuti ja Juho Kallio YIT Rakennus Oy:stä. He myös auttoivat tähän työhön mukaan otettujen kaivantojen valinnassa, materiaalin hankinnassa, ja toimivat myös työn ohjaajina. Työn rahoitti YIT Rakennus Oy. Työn valvojana toimi professori Leena Korkiala-Tanttu Aalto yliopistosta. Haluan kiittää kaikkia työssä mukana olleita, etenkin työn ohjaajia sekä valvojaa. Lisäksi haluan kiittää YIT Rakennus Oy:tä työn rahoituksesta ja mielenkiinnosta aiheetta kohtaan.

Espoo 12.10.2017

Sampo Salojärvi

Sampo Salojärvi

Sisällysluettelo

Tiivistelmä	
Abstract	
Alkusanat	
Sisällysluettelo	4
Merkinnät	5
Lyhenteet	7
1 Johdanto	8
2 Teoria	10
2.1 Pohjatutkimusten analysointi	10
2.1.1 Suljetun leikkauslujuuden määrittäminen	10
2.1.2 Kitkamaalajien ominaisuuksien arviointi kairausvastuksen perusteella	11
2.1.3 Geoteknisten parametrien ominaisarvojen määrittäminen	12
2.2 Kaivantojen mitoitus eri ohjeiden mukaan	14
2.2.1 Kaivannon mitoitus RIL 121-2004 Pohjarakennusohjeen mukaan	14
2.2.2 Kaivannon mitoitus RIL 194-1992 Putkikaivanto-ohjeen mukaan	22
2.2.3 Kaivannon mitoitus RIL 263-2014 Kaivanto-ohjeen mukaan	25
2.3 Käytettyjen laskentaohjelmien ja materiaalimallien teoriaa	28
2.3.1 GeoCalc	28
2.3.2 Optum G2 ja Plaxis	28
2.3.3 Maan mallinnuksessa käytetyt materiaalimallit	29
3 Putkikaivannon sortuma Espoossa	32
3.1 Kaivannon sortuma	32
3.2 Espoon kaupungin putkikaivantojen tuentaohje	33
3.3 Kaivannon vakavuustarkastelut	34
3.3.1 Maaparametrien määrittäminen	34
3.3.2 Laskennalliset tarkastelut	39
3.4 Johtopäätökset	49
4 Putkikaivannon tukiseinän siirtymä Vantaalla	52
4.1 Tukiseinän siirtymä	53
4.2 Kaivannon vakavuustarkastelut	54
4.2.1 Maaparametrien määrittäminen	54
4.2.2 Laskennalliset tarkastelut	55
4.3 Johtopäätökset	60
5 Pysäköintihallin kaivannon sortuma Lahdessa	62
5.1 Kaivannon tukiseinien painuma	63
5.2 Kaivannon vakavuustarkastelut	64
5.2.1 Maaparametrien määrittäminen	64
5.2.2 Laskennalliset tarkastelut	66
5.3 Johtopäätökset	77
6 Johtopäätökset ja pohdinta	79
6.1 Maaparametrien määrittäminen	79
6.2 Urakoitsijan vastuu	80
6.3 Kaivannon stabiiliteettia parantavia suunnitteluratkaisuja	81
6.4 Yhteenveto	82
Lähteet	83

Merkinnät

A_1	= kuormien tai kuorman vaikutusten osavarmuuslukujen lyhenne
A_m	= stabiloimattoman maan pinta-ala stabilointikaavassa
A_p	= stabilointipilarin poikkipinta-ala stabilointikaavassa
B	= tilavuusmuodonmuutosmoduuli
D	= siipikairan siiven halkaisija
E	= kimmomodulaari
E_d	= kuormien vaikutusten mitoitusarvo
F	= varmuusluku
F_o	= kärkivastus
G	= leikkausmoduuli
G_d	= pystysuuntaisten pysyvien kuormien mitoitusarvo
$G_{kj,sup}$	= kaatavien pysyvien kuormien/vaikutusten ominaisarvo
$G_{kj,inf}$	= vakauttavien pysyvien kuormien/vaikutusten ominaisarvo
K_0	= lepopaine kerroin
K_a	= aktiivinen maanpaine kerroin
K_{FI}	= kuorman malli kerroin
K_p	= passiivinen maanpaine kerroin
M	= momentti
M_1	= maaparametrien osavarmuuslukujen sarjan lyhenne
M_a	= tukiseinään kohdistuva aktiivinen (kaatava) momentti
M_p	= tukiseinään kohdistuva passiivinen (tukeva) momentti
N_c	= hienorakeisen maan kantavuus kerroin
N_{cb}	= maan kriittinen vakavuusluku
$P_{ra,d}$	= aktiivipaineen resultantin mitoitusarvo
$P_{rp,d}$	= passiivipaineen resultantin mitoitusarvo
Q_d	= pystysuuntaisten muuttuvien kuormien mitoitusarvo
$Q_{k,i}$	= kaatavan muuttuvan kuorman/vaikutuksen ominaisarvo
R_1	= tukirakenteiden kestävyys osavarmuuslukujen lyhenne
$R_{b,d}$	= tukiseinän kärkikestävyys mitoitusarvo
R_d	= kestävyys mitoitusarvo
S_t	= maan sensitiivisyys
SD_x	= parametrin x havaintojen otoskeskihajonta
$SD_{\bar{x}}$	= parametrin x havaintojen keskiarvon keskihajonta
W	= taivutusvastus
X_k	= maaparametrin tilastollisesti määritetty ominaisarvo
a	= maaparametrin arvioitu minimiarvo Schneiderin approksimaatiossa, pilari-suhde stabilointikaavassa
b	= maaparametrin todennäköisin arvo Schneiderin approksimaatiossa
c	= maan koheesio, maaparametrin arvioitu maksimiarvo Schneiderin approksimaatiossa
k_n	= tilastollinen kerroin
m	= moduuliluku
p_0	= maanpainerakenteeseen kohdistuva lepopaine
q	= maan pinnalla vaikuttava tasainen pintakuorma
q_c	= painokairauksella havaittu kärkivastus
s_a	= maan ja tukiseinän välinen adheesio
s_u	= redusoitu maan suljettu leikkauslujuus

s_v	= siipikairalla havaittu maan suljettu leikkauslujuus
s_{vr}	= siipikairalla havaittu täysin häirityn maakerroksen suljettu leikkauslujuus
ν	= Poissonin luku
w_L	= kartiojuoksuraja
\bar{x}	= aritmeettinen keskiarvo
α	= tukiseinän kaltevuuskulma Coulombin maanpaineteoriassa, maa- tai kalioankkurin mitoitusarvo
β	= jännitysekspONENTTI, maan kaltevuuskulma tukiseinän takana Coulombin maanpaineteoriassa
γ	= maan kokonaistilavuuspaino
γ'	= maan tehokas tilavuuspaino
γ_w	= veden tilavuuspaino
δ_a	= aktiivinen seinäkitkakulma
δ_p	= passiivinen seinäkitkakulma
λ	= plastisen muodonmuutoksen kerroin
μ	= siipikairauksen redusointikerroin
σ_c	= konsolidaatiojännitys
τ_{pil}	= stabilointipilarin leikkauslujuus
ϕ	= maan leikkauskestävyyskulma
ϕ'	= maan tehokas leikkauskestävyyskulma

Lyhenteet

COV	= "coefficient of variation", parametrin variaatiokerroin
DCM	= "displacement controlled model", siirtymäperusteinen malli
FEM	= "finite element method" finiittielementtimenetelmä
L/0,2	= lyöntikairauksen vastuksen arvioinnissa käytetty arvo, kairan 0,2 m:n painumaan vaadittu lyöntiluku
MCM	= "modulus controlled model", moduuliperusteinen malli
ODF	= "over design factor" ylimateituskerroin
pk/0,2m	= painokairauksen vastuksen arvioinnissa käytetty arvo, kairan 0,2 m:n painumaan vaadittu puolikierrasmäärä
PKTO-97	= Espoon kaupungin putkikaivantojen tuentaohje
SFS-EN 1997-1	Suomen standardoimisliiton hyväksymä kansallinen eurokoodia koskeva standardi
SRM	= "strength reduction method", materiaaliparametrin heikentämiseen perustuva numeerinen menetelmä

1 Johdanto

Kaivantojen sortumat aiheuttavat vuosittain työmailla riskitilanteita. Vaikka sortuma ei aiheuttaisikaan vaaraa hengelle, koituu siitä lähes aina taloudellisia menetyksiä niin rakennustyön tilaajalle kuin urakoitsijallekin. Nämä taloudelliset menetykset ilmenevät työn seisahtumisina tai työtehon laskuna, lisätöinä sekä toteutustapojen muutoksina.

Yleisimpiä kaivannon vakavuuden menetykseen johtavia syitä ovat epävarmuus suunniteluun liittyvissä parametreissa ja suunnitelmien vastaiset tai epäedulliset työtavat. Suunnittelussa käytetyssä tiedossa, kuten pohjatutkimustiedossa, voi olla niin paljon epävarmuutta, että aineistosta johdettu suunnittelussa käytetty parametri ei vastaa todennäköisintä arvoa. Esimerkiksi kaivuvaiheessa havaituissa maaperän lujuusparametreissa voi olla hyvinkin huomattavaa alueellista vaihtelua, jota ei ole otettu suunnittelussa huomioon, mikäli pohjatutkimusten kohdentaminen ei ole onnistunut.

Usein varsinkin helppo työnaikainen kaivanto on voitu mitoittaa vain muutamasta, jopa yhdestä, pisteestä tehdyn havainnon mukaan. Tällöin seuraa helposti tilanne, missä kaivannon todellinen tuennan mitoittava kohta sijaitsee jossain muualla kuin kohdassa, minkä perusteella kaivanto on mitoitettu. Tällöin kaivanto on joissain kohdissa riittävän turvallinen, mutta toisessa kohdassa sortumariski onkin korkeampi. Edellä mainittu tilanne on mahdollinen esimerkiksi pitkien putkikaivantojen tapauksissa.

On myös mahdollista, että joitain tekijöitä ei ole osattu ottaa suunnittelussa huomioon, tai tekijöiden vaikutus on aliarvioitu. Tällaisia tekijöitä ovat esimerkiksi tärinää aiheuttavat työvaiheet tai pohjavedenpinnan korkeusaseman luultua suurempi vaihtelu. Myös väärä työjärjestys tai suunnitelmassa arvioitua suuremmat kaivantoa kuormittavat muuttuvat kuormat voivat johtaa tilanteeseen, jossa rasitukset maapohjassa tai kaivannon rakenteissa nousevat hyvin suuriksi. Sisäpuolisesti tuettujen kaivantojen kohdalla huolellinen työskentely on erittäin tärkeää, sillä tuen siirtyminen esimerkiksi kaivinkoneen puomin osumasta voi johtaa puristuksissa olevan palkin nurjahdukseen tai tukikehikon luistamiseen pois paikaltaan. Ponttien tai paalujen asennuksesta aiheutuva tärinä voi puolestaan vaikuttaa häiriintymisherkillä savikoilla maanpaineisiin epäedullisesti.

Suunnittelussa rakenteen kestävyys ja siihen vaikuttavien epäedullisten kuormien välille vaaditaan aina marginaali, jonka tarkoitus on huomioida olosuhteiden ja materiaalien parametrien vaihtelu. Kuitenkin - etenkin lyhytaikaisiksi suunniteltujen kaivantojen tapauksessa - mitoitus muodostuisi hyvin epätaloudelliseksi, mikäli haluttaisiin saavuttaa täydellinen varmuus sortumista vastaan.

Tässä työssä tarkastellaan kolmea YIT Rakennus Oy:n työmailla tapahtunutta tuetun kaivannon sortumaa. Kaksi kohteista on työnaikaisia putkikaivantoja, kolmas puolestaan on pysyväksi suunniteltu pysäköintitalon kaivanto. Kohteet eroavat toisistaan niin rakenteen kuin maaperänkin suhteen. Myös kohteista saatavissa oleva tiedon määrä vaihtelee. Tavoitteena oli selvittää, miksi tutkimuksen kohteena olleet kaivannot sortuivat kaivun aikana. Selvityksen perusteella pohdittiin, millä keinoilla kaivantojen sortumat oltaisiin voitu estää.

Koska kyseessä oli jo tapahtuneiden kaivantosortumien tutkimus, tehtyjen laskelmien lähtötiedot koostuvat suunnittelua varten kerätystä pohjatutkimustiedosta. Tämän vuoksi kohteiden valinnan yhteydessä arvioitiin erityisesti saatavissa olevan pohjatutkimustiedon määrää. Kohteiksi valittiinkin kaivannot, joista oli olemassa mahdollisimman kattavat pohjatutkimusdokumentit. Maaparametrien määrittämisessä pyrittiin käyttämään tilastollisia menetelmiä.

Kaivantosuunnittelun ensimmäinen vaihe on pohjasuhteiden määrittäminen mahdollisimman tarkasti rajallisilla resursseilla. Pohjatutkimuksilla pyritään määrittämään maaperän kerrostumien geologiset ominaisuudet, maamuodostumien sijainti ja paksuus, maakerrosten geotekniset ominaisuudet sekä pohjaveden sekä mahdollisen orsiveden sijainti ja vaihtelut. (Knuuti 2016.) Pohjatutkimustiedot toimivat lähtötietoina varsinaiselle mitoitukselle.

Eurokoodin mukaisen suunnittelukäytännön mukaan kaivannon mitoituksen yhteydessä on tarkistettava, ettei mitään seuraavista murtorajatiloista ylitetä: rakennuspohjan murtumista, rakenteen tai rakenteellisten osien sisäistä murtumista, rakenteen tai maapohjan tasapainotilaa, vedenpaineen aikaansaaman nosteen tai muiden pystysuuntaisten kuormien aiheuttama tasapainotilaa, tai hydraulista maapohjan nousun-, sisäisen eroosion- tai sisäisen putkierosion rajatilaa (Bond, Harris 2008). Tässä työssä käsiteltävien kaivantojen tukiseinien tasapainoa, pohjan vakavuutta, sekä kokonaisstabiliteettia tutkittiin laskelmin. Laskelmien perusteella todennäköisintä murtotilaa verrattiin työmaalla tehtyihin havaintoihin muodonmuutoksista. Tämän jälkeen suoritettiin numeerisia mallinnuksia, joiden tuloksia verrattiin laskelmiin.

Laskelmien ja mallinnuksen tulosten perusteella arvioitiin, oliko tutkittavan kaivannon suunnittelussa tai toteutuksessa puutteita, jotka johtivat kaivannon sortumiseen, vai johtuiko sortuma olosuhdetekijöistä, joita ei oltu osattu ottaa huomioon suunnittelu- tai rakentamisvaiheessa. Työ pyrittiin pitämään tapaustutkimuksena, joten työn ulkopuolelle rajattiin laajempi ja yleisempi pohdinta kaikista niistä suunnitteluperiaatteista, jotka pienentäisivät kaivannon sortumisen riskiä.

2 Teoria

2.1 Pohjatutkimusten analysointi

2.1.1 Suljetun leikkauslujuuden määrittäminen

Siipikairaus on in-situ -testimenetelmä, jonka avulla voidaan arvioida saven, liejusaven, liejun ja maatuneen turpeen suljettua leikkauslujuutta (Kärki 2010). Leikkauslujuuden määrittäminen perustuu siiven pyörittämiseen tarvittavan momentin (M) suuruuteen seuraavasti:

$$M = \frac{\pi s_u d^2}{2} \left(h + \frac{D}{2} \right) \quad (1)$$

missä:

D = siiven halkaisija
h = siiven korkeus.

Mikäli käytössä on standardikokoinen siipi, on maan leikkauslujuus (Kärki 2010):

$$\tau = \frac{6M_{tot}}{7\pi D^3} \quad (2)$$

missä:

τ = leikkauslujuus
 M_{tot} = siipikairan näyttämä momenttilukema
D = siiven halkaisija

Siipikairaustuloksiin vaikuttaa maaperän anisotropia, lujuuden mobilisoitumisen vaikutus ja leikkauksen nopeus. Nämä tekijät aiheuttavat tarpeen redusoida kairaustuloksia paremmin vastaamaan olosuhteita, jotka vallitsevat luonnossa. Redusointi voidaan tehdä joko maan plastisuusluvun ja juoksurajan avulla tai tunnetun jännitys- ja konsolidaatitilan avulla. Koska useimmiten tunnetaan maan vesipitoisuus ja se toimii likiarvona juoksurajalle, on juoksurajaan perustuvat redusointikaavat yleisimpiä. (Kärki 2010.) Redusointi on tehtävä etenkin saviille, joiden hienousluku on suuri (Tiehallinto 1998).

Tielaitoksen ohjeissa esitettyssä menetelmässä redusointikerroin μ saadaan kaavalla 3. Hienousluvulla tarkoitetaan laboratoriossa kartiokokeella saatua vesipitoisuutta, jossa kartio, massaltaan 60 g ja kärkikulmaltaan 60 astetta, painuu 10 mm rakenteeltaan täysin häirittyyn näytteeseen (Ronkainen 2012). Hienousluku on likimain sama kuin Casagranden koputuskojeella saatava juoksuraja (SGY 1995). Kun siipikairalla havaittu suljettu leikkauslujuus s_v kerrotaan redusointikertoimella μ , saadaan redusoitu suljettu leikkauslujuus s_u (kaava 4). Sensitiivisyydellä tarkoitetaan laboratoriossa mitatun tai siipikairalla maastossa havaitun suljetun leikkauslujuuden ja saman pisteen täysin häirityn leikkauslujuuden suhdetta (kaava 5).

$$\mu = \frac{1,5}{1 + \frac{w_L}{100}} \quad (3)$$

missä:

w_L = kartiojuoksuraja tai hienousluku

$$s_u = \mu s_v \quad (4)$$

$$S_t = \frac{s_v}{s_{vr}} \quad (5)$$

missä:

s_v = siipikairalla havaittu suljettu leikkauslujuus

s_{vr} = siipikairalla havaittu täysin häirityn maakerroksen leikkauslujuus

2.1.2 Kitkamaalajien ominaisuuksien arviointi kairausvastuksen perusteella

Siltti-, hiekka-, sora-, ja moreenimaalajien lujuus- ja muodonmuutosparametreja voidaan arvioida epäsuorasti maakerrosten paino- tai heijarikairausvastukseen perustuen (Tiehallinto 2001). Kairausvastukseen ja in-situ -kokeisiin perustuvat menetelmät kitkamaalajien lujuusominaisuuksien määrittämiseksi ovat yleisimmin käytettyjä menetelmiä, sillä näytteenotto laboratoriokokeita varten karkearakeisista maalajeista on hankalaa. Suomessa käytössä on Liikenneviraston julkaisemat likimääräiset taulukot (taulukko 1), joiden avulla voidaan arvioida maakerroksen tilavuuspainoa, kitkakulmaa, sekä Janbun yhtälön muodonmuutosparametreja m ja β kairausvastuksen perusteella. (Heikkilä, Hyvönen et al. 2012.)

Taulukko 1 (jatkuu seuraavalla sivulla) Liikenneviraston ohje kitkamaalajien lujuus- ja muodonmuutosparametrien arvioimiseksi kairausvastuksen perusteella. (Liikennevirasto 2012.)

Maalaji		Tilavuuspaino (kN/m ³) pohjavedenpinnan		Kitkakulma (°)	Janbun yhtälön muodonmuutosparametri		Kairausvastus		
		Yläpuolella	Alapuolella		Moduuliluku m	Jännitys-eksponentti β	Puristinkairaus q_c (MPa)	Painokairaus $P_k/0,2$ m	Heijarikairaus $L/0,2$ m
Karkea siltti	Löyhä	14 ... 16	9 ...	28	30 ... 100	0,3	< 7	< 40	< 8
	Keskitiivis			30	70 ... 150	0,3	7 ... 15	40 ... 100	8 ... 25
	Tiivis	16 ... 18	11	32	100 ... 300	0,3	> 15	> 100	> 25
Hieno hiekka $d_{10}<0,06$	Löyhä	15 ... 17	9 ...	30	50 ... 150	0,5	< 10	20 ... 50	5 ... 15
	Keskitiivis			33	100 ... 200	0,5	10 ... 20	50 ... 100	15 ... 30
	Tiivis	16 ... 18	11	36	150 ... 300	0,5	> 20	> 100	> 30
Hiekka $d_{10}>0,06$	Löyhä	16 ... 18	10 ...	32	150 ... 300	0,5	< 6	10 ... 30	5 ... 12
	Keskitiivis			35	200 ... 400	0,5	6 ... 14	30 ... 60	12 ... 25
	Tiivis	18 ... 20	12	38	300 ... 600	0,5	> 14	> 60	> 25

Taulukko 1 (jatkuu) Liikenneviraston ohje kittamaalajien lujuus- ja muodonmuutosparametrien arvioimiseksi kairausvastuksen perusteella. (Liikennevirasto 2012.)

Maalaji		Tilavuuspaino (kN/m ³) pohja- vedenpinnan		Kitka- kulma (°)	Janbun yhtälön muodonmuutos- parametri		Kairausvastus		
		Yläpuo- lella	Alapuo- lella		Moduuliluku m	Jännitys- eksponentti β	Puristin- kairaus q _c (MPa)	Painokai- raus Pk/0,2 m	Heijarika- i-raus L/0,2 m
Sora	Löyhä	17 ... 19	10 ...	34	300 ... 600	0,5	< 5,5	10 ... 25	5 ... 10
	Keski- tiivis			37	400 ... 800	0,5	5,5 ... 12	25 ... 50	10 ... 20
	Tiivis	18 ... 20	12	40	600 ... 1200	0,5	> 12	> 50	> 20
Moreeni	Hyvin löyhä	16 ... 19	10 ... 12	... 34	(≤100) * 300 ... 600	0,5	< 10	< 40	< 20
	Löyhä	17 ... 20	10 ... 12	... 36	(100...250)* 600 ...	0,5	> 10	40 ... 100	20 ... 60
	Keski- tiivis	18 ... 21	11 ... 13	... 38	800 ...	0,5	-	> 100	60 ... 140
	Tiivis	19 ... 23	11 ... 14	... 40	1200 ...	0,5	-	Lyömällä	> 140

2.1.3 Geoteknisten parametrien ominaisarvojen määrittäminen

Eurokoodi 7:n mukaan geoteknisen parametrin ominaisarvo tulee olla rajatilan esiintymiseen vaikuttavan arvon varovainen arvio. Se määritetään yleensä saman ominaisuuden havaittujen arvojen varovaisena keskiarvona tai, mikäli laboratorio- tai in-situ -mittauksia on riittävästi, havaintoarvojen tilastollista käsittelyä käyttäen. (SFS-EN 1997-1 2005.) Ominaisarvon valintaan vaikuttavat erityisesti:

1. parametrien arvoon liittyvän tiedon määrä sekä luottamusaste
2. murtorajatilan esiintymiseen vaikuttava maan tilavuus sekä rakenteen kyky siirtää kuormia maassa heikoilta vyöhykkeiltä vahvoille vyöhykkeille

Geoteknisessä suunnittelussa maan ominaisuuksiin liittyvä epävarmuus on yksi suurimmista haasteista. Maaparametrit joudutaan usein määrittämään puutteellisten lähtötietojen avulla hyödyntäen kokemuseräistä tietoa. Suurempi mittausaineiston määrä lisää maaparametrien määrittämisen luotettavuutta, mutta havainnoissa on tyypillisesti suurta hajontaa, sillä homogeeniseltakin vaikuttavan maakerroksen sisällä voidaan havaita huomattavan suurta luonnollista vaihtelua. (Korkiala-Tanttu, Löfman 2016.) Maan luonnollisen vaihtelun lisäksi epävarmuutta aiheuttavat mittausvirheet, sekä niin kutsuttu muunnosmalliin liittyvä epävarmuus. Muunnosmallilla tarkoitetaan esimerkiksi empiirisiä korrelaatioita joiden avulla in-situ- tai laboratoriomittaukset muunnetaan maaparametreiksi. (Löfman 2016.)

Perinteisessä deterministisessä lähestymistavassa maaparametrien luonnollisen vaihtelun sekä puutteellisten lähtötietojen luoma epävarmuus otetaan huomioon käyttämällä varovaisista keskiarvoista ominaisarvona. Tämä tarkoittaa sitä, että määritetään vain yksittäinen arvo, joka edustaa koko tutkittavan massan parametrin arvoa. Se, kuinka paljon pienempi valittu ominaisarvo on suhteessa keskiarvoon, riippuu parametriin kohdistuvasta epävarmuudesta. (Löfman 2016.) Parametrin varovaisista keskiarvoista määrittäessä on kiinnitettävä erityisesti

huomiota rinnakkaisten mittaushavaintojen määrään, vertailukelpoiseen kokemukseen vastaavista pohjasuhteista, sekä kyseessä olevan ominaisuuden määrittämiseen käytettävän menetelmän luotettavuuteen (Tiehallinto 2001).

Ominaisarvot voidaan määrittää myös käyttäen tilastollisia menetelmiä. Tällöin ominaisarvon määrittäminen perustuu otannan keskiarvoon, keskihajontaan ja mahdollisesti a priori-, eli kokemukseräiseen, tietoon. (Korkiala-Tanttu, Löfman 2016.) Tilastollisia menetelmiä ominaisarvon määrittämiseen on käytössä useita.

Eurokoodiin perustuvassa menetelmässä (Frank, Bauduin et al. 2004) maaparametrin ominaisarvo saadaan vähentämällä havaintojen keskiarvosta tilastollisella kertoimella k_n ja ominaisuuden variaatiokertoimella COV_x kerrottu keskiarvo:

$$X_k = \bar{x}(1 - k_n COV_x) \quad (6)$$

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (7)$$

$$COV_x = \frac{SD_x}{\bar{x}} \quad (8)$$

missä:

\bar{x}	= havaintojen keskiarvo
k_n	= tilastollinen kerroin
COV_x	= otokselle laskettu tai ennestään tunnettu COV
n	= havaintojen lukumäärä
SD_x	= havaintojen otoskeskihajonta

Tilastollisen kertoimen k_n arvo riippuu havaintojen lukumäärästä, siitä, tunnetaanko ominaisuuden COV -arvo vai ei, sekä siitä, määritetäänkö ominaisuuden varovainen keskiarvo vai 95 % fraktiili. (Korkiala-Tanttu, Löfman 2016.)

RIL 207-2009:ssä esitetään Eurokoodiin perustuva menetelmä, jonka avulla voidaan määrittää varovaiseen keskiarvoon perustuva ominaisarvo (RIL 207 2009). Menetelmä vastaa Frank et al. esittämää Eurokoodiin perustuvaa menetelmää tilanteessa, jossa COV arvo tunnetaan. Tällöin oletetaan, että otokselle laskettu COV vastaa koko populaation COV-arvoa, eli otoksen koko on äärettömän suuri.

$$X_k = \bar{x} - 1,645 \cdot SD_{\bar{x}} \quad (9)$$

$$SD_{\bar{x}} = \frac{SD_x}{\sqrt{n}} \quad (10)$$

missä:

\bar{x}	= havaintojen keskiarvo
$SD_{\bar{x}}$	= keskiarvon keskihajonta
SD_x	= otoksen keskihajonta
n	= havaintojen lukumäärä

Schneiderin approksimaatiossa ominaisarvo on keskiarvo, josta on vähennetty puolet otoksen havaintojen keskihajonnasta. Approksimaatiota voidaan käyttää myös, kun havaintoja on vähän tai ei ollenkaan. Kaavalla saadut arvot vastaavat ominaisarvoja, jotka ovat suuruusluokaltaan lähellä kokeneiden geoteknisten suunnittelijoiden deterministisin perustein valitsemia arvoja. (Schneider 1999.)

Kun lasketaan havainnoista COV tai käytetään kirjallisuudesta löytyvää arviota:

$$X_k = \bar{x} \cdot \left(1 - \frac{COV_x}{2}\right) = \bar{x} - \frac{SD_x}{2} \quad (11)$$

Kun koehavaintoja tai luotettavaa arviota COV-arvosta ei ole saatavilla:

$$X_k \cong \frac{a+4*b+c}{6} \quad (12)$$

$$COV_x = \frac{SD_x}{\bar{x}} \cong \frac{c-a}{a+4*b+c} \quad (13)$$

missä:

- a = arvioitu minimiarvo
- b = todennäköisin arvo
- c = maksimiarvo

2.2 Kaivantojen mitoitus eri ohjeiden mukaan

2.2.1 Kaivannon mitoitus RIL 121-2004 Pohjarakennusohjeen mukaan

Tässä työssä esitetään sekä vanhojen Suomen Rakennusinsinöörien Liiton julkaisemien ohjeiden mukaiset tuetun kaivannon suunnitteluohjeet sekä voimassa olevat Eurokoodin mukaiset tuetun kaivannon suunnitteluohjeet niiltä osin, kun niitä on tässä työssä tutkittavien kaivantojen tarkastelussa käytetty. Vanhoista suunnitteluohjeista esitetään kaavat, joita voidaan käyttää kaivannon vakavuuden tarkistamiseksi.

Tukiseinärakenteen geotekninen mitoitus lähtee aina vallitsevien geoteknisten parametrien ominaisarvojen, pohjasuhteiden, sekä rakenteen geometrian määrittämisestä. Tämän jälkeen lasketaan mitoittava maanpaine ja sen jakaantuminen sekä pohjavedenpaine. Tukirakenteeseen vaikuttavien voimasuureiden avulla mitoitetaan tukirakenne. Viimeiseksi tarkistetaan rakenteen kokonaisstabiliteetti sekä pystystabiliteetti.

Tukirakenteet on suunniteltava siten, että ne kestävät niihin kohdistuvan maanpaineen ja vedenpaineen sekä mahdolliset ulkoiset kuormitukset riittävällä varmuudella. Pysyviksi rakenteiksi suunniteltujen rakenteiden varmuustasovaatimukset eroavat työnaikaisiksi rakenteiksi suunniteltujen varmuustasovaatimuksista. Työnaikainen tukirakenne on rakenne, jolla on rajoitettu käyttöikä ja jota tarkkaillaan käytön aikana. (RIL 121-2004.)

RIL 121-2004 Pohjarakennusohjeissa esitetty tukiseinien mitoitus perustuu RIL 181-1989 Rakennuskaivanto-ohjeessa esitettyihin laskentatapoihin. Tässä kappaleessa esitetään maanpaineiden laskentaperiaate sekä kaivannon stabiliteettilaskennassa käytettävät kaavat siten

kuin ne ovat Pohjarakennusohjeissa esitetty. Myöhemmissä Putkikaivanto-ohjeeseen ja eurokoodiin keskittyvissä kappaleissa esitetään kyseessä olevista ohjeista vain ne mitoituskaavat, jotka eroavat tässä kappaleessa esitetyistä kaavoista.

Tukirakenteeseen kohdistuva maanpaine lasketaan Coulombin klassisella maanpaineteorialla tai numeerisesti elementtimenetelmällä. Klassinen maanpaineteoria olettaa, että tukirakenne siirtyy suuntansa säilyttäen tai kiertyy alareunansa ympäri (RIL 121-2004). Oleellista on rakenteen mitoituksen alkuvaiheessa määrittää, onko kyseessä siirtymätön, siirtyvä mutta jäykkä, vai siirtyvä taipuisa rakenne. Siirtymätön rakenne, kuten jäykistetty betoninen maanpaineseinä, mitoitetaan lepopaineelle. Myös pitkäikäiseksi suunniteltu tuettu kaivantoseinä mitoitetaan useimmiten lepopaineelle. (RIL 121-2004.)

Mikäli tukiseinän takana ei vaikuta pintakuormaa ja maanpinta tukiseinän takana on vaakasuora, tukiseinään kohdistuvan lepopaineen suuruus lasketaan kaavalla 14. Mikäli tukiseinän takana vaikuttaa pintakuorma ja/tai maanpinta tukiseinän takana on kalteva, tukiseinään kohdistuvan lepopaineen suuruus lasketaan kaavalla 15.

$$p_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot h \quad (14)$$

missä:

K_0 = lepopainekerroin
 γ = maan tilavuuspaino

$$p_0 = K_0(1 + \sin \beta)(\gamma \cdot h + q) \quad (15)$$

missä:

p_0 = lepopaine
 K_0 = lepopainekerroin
 γ = maan tilavuuspaino
 h = syvyys maanpinnasta
 β = maan kaltevuuskulma tukiseinän takana
 q = maanpinnalla vaikuttava tasaisesti jakautunut pintakuorma

Lepopainekerroin lasketaan kaavalla

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (16)$$

missä:

K_0 = lepopainekerroin
 φ' = tehokas leikkauskestävyyskulma

Jos tukiseinä on kalteva, vaikuttaa tukiseinään lepopaineen lisäksi maamassan paino, ja seinään kohdistuva paine lasketaan kaavalla

$$p_\alpha = p_0 \cdot \cos^2 \alpha + \gamma \cdot h \cdot \sin^2 \alpha \quad (17)$$

missä:

p_0 = pystysuoran seinän lepopaine
 α = seinän kaltevuuskulma

Aktiivinen maanpaine lasketaan yhtälöllä

$$p_a = (\gamma \cdot h + q)K_a - 2 \cdot c\sqrt{K_a} \quad (18)$$

missä:

K_a	= aktiivinen maanpaine kerroin
γ	= maan tilavuuspaino
h	= maakerroksen paksuus
q	= tarkastelupisteeseen vaikuttava pintakuorma
c	= maan koheesio

Maanpaine määritetään maakerroksittain. Tällöin tarkasteltavaan kerrokseen vaikuttava pintakuorma muodostuu tarkasteltavan kerrosrajan päällä olevien maakerrosten tehokkaasta painosta ja mahdollisesta pintakuormasta.

Aktiivinen maanpaine kerroin määritetään RIL 181-1989:ssä esitetyn kaavan avulla:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta_a - \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta_a - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (19)$$

missä:

φ	= maan leikkauskestävyyskulma
α	= tukiseinän kaltevuus
β	= tukiseinän takana olevan maanpinnan kaltevuus
δ_a	= ns. seinäkitkakulma maan aktiivipuolella

Passiivinen maanpaine lasketaan yhtälöllä

$$p_p = (\gamma \cdot h + q)K_p + 2 \cdot c\sqrt{K_p} \quad (20)$$

missä:

K_p	= passiivinen maanpaine kerroin
γ	= maan tilavuuspaino
h	= maakerroksen paksuus
p	= tarkastelupisteeseen vaikuttava pintakuorma
c	= maan koheesio

Passiivinen maanpaine kerroin määritetään kaavalla:

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta_a - \alpha) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_p) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta_p - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (21)$$

missä:

φ	= maan leikkauskestävyyskulma
α	= tukiseinän kaltevuus

β = tukiseinän takana olevan maanpinnan kaltevuus
 δ_a = ns. seinäkitkakulma seinän passiivipuolella

RIL 121-2004:ssä määritetään aktiivisen ja passiivisen maanpaineen kehittymiseen vaadittava tukiseinän vaakasuuntainen siirtymä. Vaadittavan siirtymän suuruuteen vaikuttaa maalaji. Siirtymä on riippuvainen seinän sen osan korkeudesta, johon maanpaine kohdistuu taulukon 2 mukaisesti.

Taulukko 2 Täyden aktiivisen ja passiivisen maanpaineen kehittymiseen tarvittavat seinän suhteelliset siirtymät eri maalajeilla. H tarkoittaa sitä maassa olevaa seinän pituutta, johon (aktiivinen tai passiivinen) maanpaine kohdistuu. (RIL 121-2004, s.105.)

Maalaji	Aktiivisen maanpaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä	Passiivisen maanpaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä
Tiivis hiekka	0.0005 H(a)	0.002 H(p)
Löyhä hiekka	0.002 H(a)	0.006 H(p)
Kiinteä savi	0.01 H(a)	0.02 H(p)
Pehmeä savi	0.02 H(a)	0.04 H(p)

Kitkamaan ja seinän välinen kitka pienentää aktiivista maanpainetta ja suurentaa passiivista maanpainetta. RIL 121-2004:ssä on esitetty seinäkitkakulman arvot betoni- ja teräsrakenteisille tukiseinille. Kun kyseessä on koheesioma, seinän ja maan välinen leikkauskestävyyskulma otaksutaan nolaksi, jolloin maanpaine vaikuttaa vaakasuoraan. Koheesiomaan ja tukiseinän välillä voi kuitenkin olla adheesiota, mutta sen kehittyminen vaatii aikaa. Pohjarakennusohjeessa esitetyt seinäkitkan arvot käyvät ilmi taulukosta 3.

Taulukko 3 Seinäkitkakulman arvo aktiivi- ja passiivipuolella eri tukiseinämateriaaleilla. (RIL 121-2004.)

Tukiseinämateriaali	Seinäkitkakulma	
	$\delta(a)$	$\delta(p)$
Betoni	3/4φ	1/2φ
Teräs	2/3φ	1/2φ

Maanpaine pohjavedenpinnan alapuolella lasketaan käyttäen maan tehokasta tilavuuspainoa, ja vedenpaine-ero otetaan erikseen huomioon. Koheesiomaalajeissa voidaan suljetun tilan maanpaine-laskelmissa käyttää vedellä kyllästetyn maan tilavuuspainoa. Jos pohjavedenpinnat tukiseinän eri puolilla ovat eri tasoissa, mutta suotovirtausta ei esiinny, kohdistuu tukiseinään hydrostaattisesta vedenpaineesta johtuva vedenpaine-ero. (RIL 121-2004.) Mikäli huonosti vettä läpäisevän maakerroksen alla on paineellista pohjavettä, on sen vaikutus tukiseinään kohdistuvaan vedenpaine-eroon otettava huomioon. Mikäli vedenpaine-erojen johdosta esiintyy suotovirtausta, virtauksen vaikutus maan tilavuuspainoon otetaan huomioon hydraulisen gradientin avulla (RIL 181-1989).

Maanpinnalla vaikuttavan viivakuormituksen tai keskitetyn kuormituksen aiheuttama maanpaine lasketaan maanpaineteoriaan tai liukupintalaskelmiin perustuen. Maanpaineen jakautuminen lasketaan kimmoteoreettisesti. Viivakuorman tai keskitetyn kuormituksen aiheuttama maanpaine siirtyvää rakennetta vastaan lasketaan murtotilaan perustuvalla laskentavalla. (RIL 181-1989.)

Mikäli maa tai tukiseinä on alttiina esimerkiksi työstä johtuvalle tärinälle, sen vaikutus maanpaineeseen otetaan huomioon. RIL 181-1989 rakennuskaivanto-ohjeen mukaan seinän aktiivipuolella tärinä aiheuttaa pysyvän maanpaineen kasvun, kun puolestaan seinän passiivipuolella se aiheuttaa pysyvän maanpaineen pienenemisen: ”Kun kaivannon ulkopuolella tai kaivannon pohjalla lähellä tukiseinää suoritetaan paalutusta tai tärytiivistystä, lasketaan tukiseinää kuormittava maanpaine lepopaineena, mikäli paalutuksen aiheuttaman pystysuuntaisen värähtelyn nopeuden arvo maakiilassa on ≥ 20 mm/s tai tärytiivistyksen aiheuttaman pystysuuntaisen värähtelyn nopeuden arvo maakiilassa on ≥ 10 mm/s” (RIL 181-1989). ”Kun kaivannon ulkopuolella tai sen pohjalla suoritetaan paalutusta, tärytiivistystä tai räjäytyksiä, lasketaan tukiseinää tukeva maanpaine siten että staattisesta passiivipaineesta vähennetään 25 % mikäli paalutuksen aiheuttaman pystysuuntaisen värähtelyn nopeuden arvo on ≥ 20 mm/s, tärytiivistyksen aiheuttaman pystysuuntaisen värähtelyn nopeuden arvo on ≥ 10 mm/s tai räjäytyksen aiheuttaman pystysuuntaisen värähtelyn nopeuden arvo on ≥ 10 mm/s” (RIL 181-1989). RIL 121-2004:n mukaan: ”Jollei muuta laskentatapaa ole käytettävissä, tärinäkeskuksen läheisyydessä korotetaan aktiivista maanpainetta vähintään 25 % ja vähennetään passiivista maanpainetta vähintään 20%” (RIL 121-2004).

Tukiseinän ja tuennan mitoitus käsittää seuraavat osatekijät (RIL 181-1989):

- kuormitusten laskeminen
- tarvittavan lyöntisyvyyden määrittäminen
- tukiseinän ja tukirakenteiden dimensioiden laskeminen
- kaivannon kokonaisstabiileetin, pohjan stabiileetin ja tukiseinän pystystabiileetin tarkastaminen
- tukiseinän taipuman ja maapohjan siirtymien tarkistaminen sekä kaivannon ympäristössä että kaivannossa

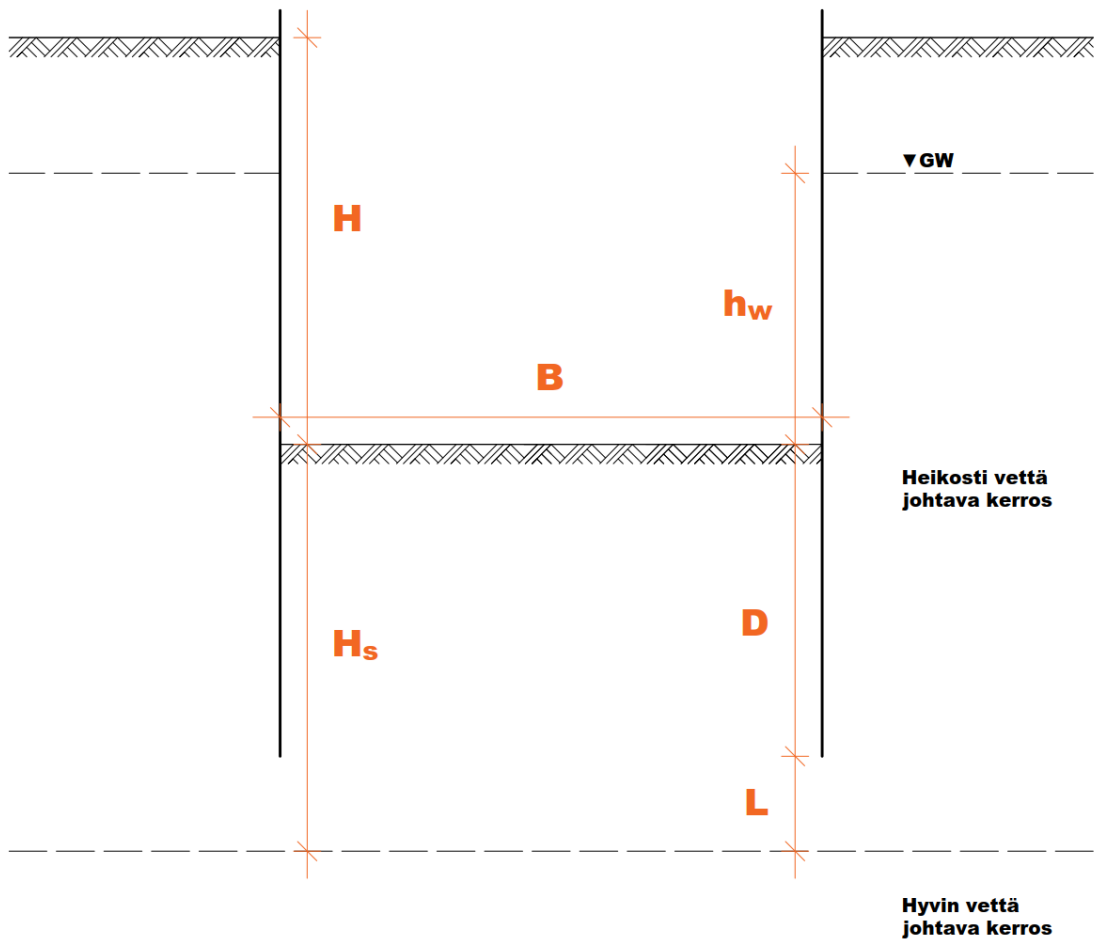
Tässä työssä lasketaan yhdeltä tasolta tuetun maahan vapaasti tuetun tukiseinän stabiileetti. Lyöntisyvyys lasketaan tukitason suhteen otetun momenttiyhtälön avulla. Tukitasossa vaikuttava tukivoima puolestaan lasketaan momenttiyhtälöllä passiivipaineresultantin vaikutuspisteen suhteen tai tukiseinän vaakastabiilisuusehdosta. (RIL 181-1989.)

Varmuus kaivannon pohjan hydraulista murtumista vastaan tarkistetaan kaavalla 22, kun kaivanto rakennetaan huonosti vettä läpäisevään maahan, ja kaivannon pohjan läheisyydessä on hyvin vettä läpäisevä kerros:

$$F = \frac{\gamma \cdot H_s + \frac{2(s_u \cdot L + s_a \cdot D)}{B}}{\gamma_w (h_w + H_s)} \quad (22)$$

missä:

H_s	= hyvin vettä johtavan kerroksen ja kaivannon pohjan välinen etäisyys
s_u	= huonosti vettä johtavan kerroksen suljettu leikkauslujuus
L	= tukiseinän alapään ja hyvin vettä johtavan kerroksen välinen etäisyys
s_a	= seinän ja maan välissä vaikuttava adheesio
h_w	= pohjaveden pintojen erotus
D	= tukiseinän alapään ja kaivannon pohjan välinen etäisyys
B	= kaivannon leveys



Kuva 1 Kaivannon pohjan hydraulisen murtuman kaavassa esiintyvät mitat.

Vinosti alaspäin ankkuroidun tukiseinän pystystabiliteetin tarkastuksessa otetaan huomioon ankkurivoimien pystykomponentit, seinän paino ja muut seinälle kohdistuvat pystykuormat, seinän ja maan välinen kitka ja adheesio, sekä seinän kärkivastus. Mikäli kyseessä on ulokkeena toimiva tai vaakasuoraan tuettu tai ankkuroitu tukiseinä, lasketaan pystystabiliteetti kaavalla:

$$P_p \cdot \sin \delta_p + F_o \geq W_1 + P_a \cdot \sin \delta_a \quad (23)$$

missä:

- P_p = passiivipaineen resultantti
- $\sin \delta_p$ = passiivipaineen pystykomponentti
- F_o = kärkivastus
- W_1 = seinän painon ja muiden pystykuormien summa
- P_a = aktiivipaineen resultantti
- $\sin \delta_a$ = aktiivipaineen pystykomponentti

Kärkivastus F_o saadaan kaavalla:

$$F_o = f_D \cdot \gamma' \cdot D \cdot N_D \cdot A = q_m \cdot A \quad (24)$$

missä:

A	= seinän kärjen poikkileikkauspinta-ala (m ²)
q_m	= kantavuuden laskenta-arvo
γ'	= maan tehokas tilavuuspaino tukiseinän kärjen yläpuolella
N_D	= kantavuuskerroin
D	= tukiseinän kärjen etäisyys kaivannon pohjalta

Kantavuuden laskenta-arvo riippuu tukiseinän kärjen etäisyydestä kaivannon pohjalta seuraavalla tavalla:

$$f_D = 1/(0.15 + 0.026 \cdot D) \quad (25)$$

Mikäli kyseessä on vinosti alaspäin ankkuroitu tukiseinä, seinän pystystabiliteetti lasketaan kaavalla:

$$P_p \cdot \sin\delta_p + F_o \geq W_1 + P_a \cdot \sin\delta_a + F \cdot \sin\alpha \quad (26)$$

missä:

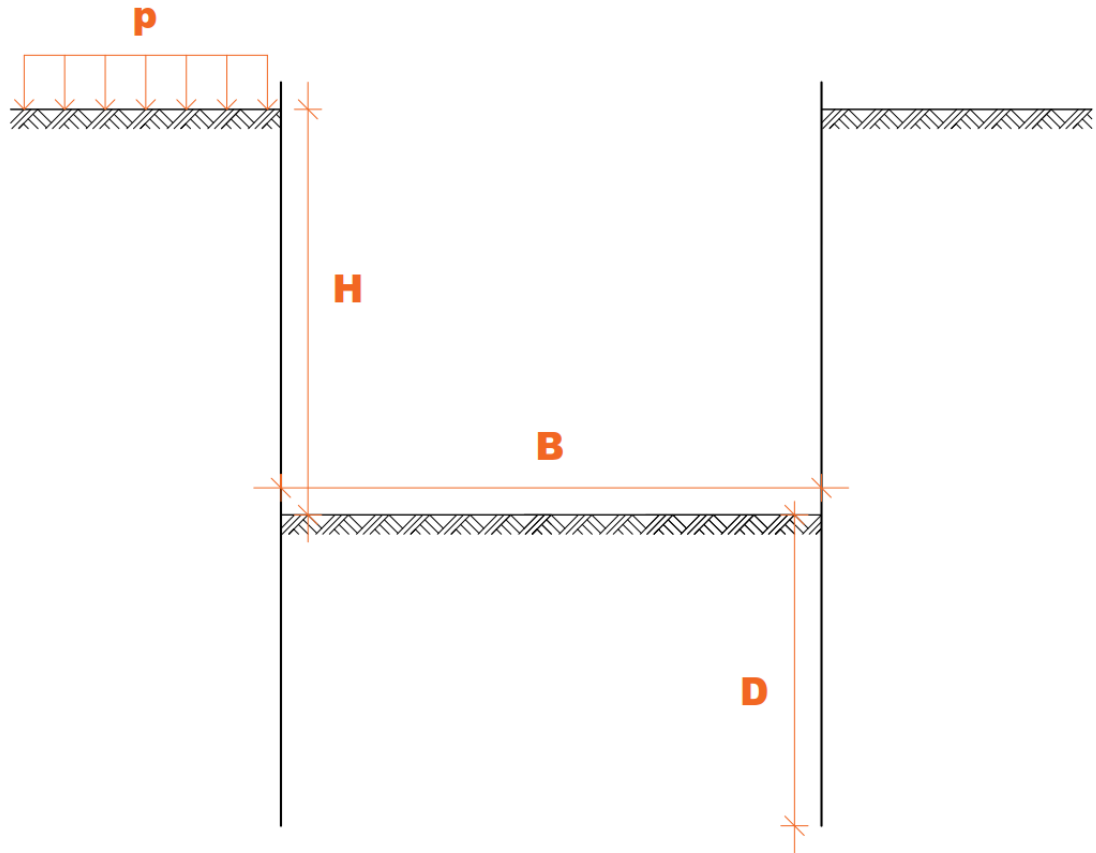
F	= ankkurivoima
---	----------------

Mikäli kyseessä on pienialainen, esimerkiksi putkikaivanto, varmuus homogeeniseen hienorakeiseen maahan rakennettavan tuetun kaivannon pohjan nousua vastaan voidaan laskea kaavalla:

$$F = \frac{N_c \cdot s_u + \gamma \cdot D + \frac{2 \cdot s_a \cdot D}{B}}{\gamma(H+D) + p} \quad (27)$$

missä:

N_c	= hienorakeisen maan kantavuuskerroin
γ	= maan tilavuuspaino
D	= kaivannon pohjan ja tukiseinän alapään välinen etäisyys
s_a	= tukiseinän ja maan välinen adheesio
B	= kaivannon leveys
H	= kaivannon syvyys
p	= pintakuorma



Kuva 2 Pienialaisen kaivannon pohjannousun kaavassa esiintyvät mitat.

Tuetun kaivannon kokonaisstabiliteetti tarkistetaan maakappaleen momenttitasapainoon perustuvien liukupintalaskelmin. Hienorakeisessa maassa lyhytaikainen vakavuus voidaan laskea $\phi = 0$ -menetelmällä, jolloin oletetaan, että huonosti vettä läpäisevä maakerros murtuu suljetussa tilassa. Tällöin kuormitus murtoon asti tapahtuu niin nopeasti, että vesipitoisuus murtopinnalla ei ehdi muuttua. Tällöin leikkauslujuuden oletetaan muodostuvan ainoastaan koheesiosta. Esimerkiksi huonosti vettä läpäisevälle savikolle rakennettavan kaivannon työnaikainen vakavuus voidaan laskea $\phi = 0$ -menetelmällä. On huomioitava, että liukupintalaskelmat täytyy tehdä usean eri liukupinnan suhteen, jotta vaarallisin liukupinta löydetään. Kun liukupinnan oletetaan olevan ympyrälieriön muotoinen, homogeenisessa hienorakeisessa maassa kokonaisvarmuus liukusortumaa vastaan saadaan kaavalla:

$$F = \frac{M_p}{M_a} \quad (28)$$

missä:

M_p = liukupinnan leikkausvoiman momentti liukuympyrän keskipisteen suhteen

M_a = liukuympyrän rajoittaman maamassan painon ja maamassaan kohdistuvien muiden kuormitusten aiheuttama momentti liukuympyrän keskipisteen suhteen.

Pohjarakennusohjeiden mukaan pohjarakenteiden suunnittelussa voidaan käyttää kokonaisvarmuus- tai osavarmuuslukumenettelyä. Rakennusaikaisen kaivannon liukusortuman, pohjannousun sekä tukirakenteen sortuman kokonaisvarmuuslukuna käytetään arvoa 1.5, kun mahdollisen sortuman alueella ei ole muita kuin työnaikaisia rakenteita. Mikäli sortuma-alueella on muita kuin työnaikaisia rakenteita, käytetään kokonaisvarmuuslukuna arvoa 1.8. Mikäli kyseessä on lyhytkestoinen ja vaativuudeltaan vähäinen rakennusvaihe, voidaan maa- rakenteille sallia myötörajan jännitysten vähäinen ylittäminen. Kokonaisvarmuuden tulee olla tällöinkin vähintään 1.5. Rakennettaessa puisto- tai piha-alueille lyhytaikaisia kaivantoja, voidaan kaivannon liukusortuman, pohjannousun ja tukirakenteiden mitoituksessa käyttää kokonaisvarmuuslukua 1.3, jos pohjasuhteet ovat helpot ja kaivannon vaikutusalueella on vain kevyitä työnaikaisia rakenteita. (RIL 121-2004.)

Kun kaivanto mitoitetaan osavarmuuslukumenettelyllä, tulee tehdä sekä murto- että käyttö- rajatilatarkastelu. Murtorajatilatarkastelussa osoitetaan, ettei mitoituskuormien aiheuttamat rasitukset ylitä rakenteen tai maapohjan kantokykyä. Käyttörajatilatarkastelussa puolestaan osoitetaan, ettei ominaiskuormat aiheuta sallittua suurempia painumia, painumaeroja, siirtymiä, kiertymiä, tai muodonmuutoksia. (RIL 121-2004.) Murtorajatilatarkasteluissa käytettävät maan osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 3. Kuormien osavarmuuslukuina käytetään rakentamismääräyskokoelman määräyksissä esitettyjä osavarmuuslukuja.

Taulukko 4 Murtorajatilatarkastelussa käytettävät osavarmuusluvut RIL 121-2004 Pohjarakennusohjeiden mukaan.

	Varmuusluvun kohde	Osavarmuusluku (γ)	Osavarmuusluvun käyttö
Kuormat	Maan ja tukirakenteiden paino geoteknisessä mitoituksessa	1.0	$\rho(d) = \rho \cdot \gamma$
	Maan ja tukirakenteiden paino kantavan rakenteen rakenteellisessa mitoituksessa	1.2 (epäedullinen) 0.9 (edullinen)	$\rho(d) = \rho \cdot \gamma$
Maakerrosten lujuusparametrit	Maan sisäinen kitkakulma, pysyvät rakenteet	1.2	$\tan \varphi(d) = (\tan \varphi) / \gamma$
	Maan ja rakenteen välinen kitkakulma, pysyvät rakenteet	1.2	$\tan \varphi(d) = (\tan \varphi) / \gamma$
	Kitkakulma (vakavuus ja maanpaine, työnaikaiset rakenteet)	1.1	$\tan \varphi(d) = (\tan \varphi) / \gamma$
	Kitkakulma (anturoiden ja paalujen kantokyky)	1.25	$\tan \varphi(d) = (\tan \varphi) / \gamma$
	Koheesio (vakavuus ja maanpaine, pysyvät rakenteet)	1.5	$c(d) = c / \gamma$
	Koheesio (vakavuus ja maanpaine, työnaikaiset rakenteet)	1.3	$c(d) = c / \gamma$
	Koheesio (anturoiden kantokyky)	1.8	$c(d) = c / \gamma$
	Koheesio (paalujen kantokyky)	2.0	$c(d) = c / \gamma$

2.2.2 Kaivannon mitoitus RIL 194-1992 Putkikaivanto-ohjeen mukaan

Putkikaivanto-ohjeen kaavat eroavat sekä kaivannon pohjannousun- että hydraulisen murtuman osalta Pohjarakennusohjeissa esitetyistä kaavoista. Putkikaivanto-ohjeen pohjannousun

kaavassa käytetään hienorakeisen maan kantavuuskertoimen N_c sijaan kriittistä vakavuusluku N_{cb} , joka ottaa huomioon kaivannon muodon. RIL 194-1992:n mukaan kaivannon pohjan vakavuutta arvioidaan kaavoilla (RIL 194-1992):

$$F = \frac{N_{cb}}{N'_b} \quad (29)$$

$$N'_b = \frac{\gamma \cdot (H+D) + q - \gamma \cdot D - \frac{2 \cdot s_a \cdot D}{B}}{s_u} \quad (30)$$

missä:

F = kokonaisvarmuusluku

H = kaivannon syvyys (m)

N_{cb} = kriittinen vakavuusluku, joka määritetään nomogrammistä (RIL 194-1992, s. 40) kaivannon syvyyden, leveyden, ja käytetyn ponttipituuden perusteella

Putkikaivannon pohjan vakavuus hydraulista nousua vastaan koheesiomaassa arvioidaan kaavalla:

$$F = \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h_s + \frac{2 \cdot s_a \cdot D + 2 \cdot s_u \cdot (h_s - D)}{B}}{\gamma_w \cdot H_w} \quad (31)$$

$$s_a = \beta \cdot s_u \quad (32)$$

missä:

h_s = etäisyys kaivannon pohjalta vettä läpäisevään kerrokseen

s_a = maan ja pontin välinen adheesio

s_u = maan suljettu leikkauslujuus

D = pontin lyöntisyvyys kaivannon pohjan alapuolelle (m)

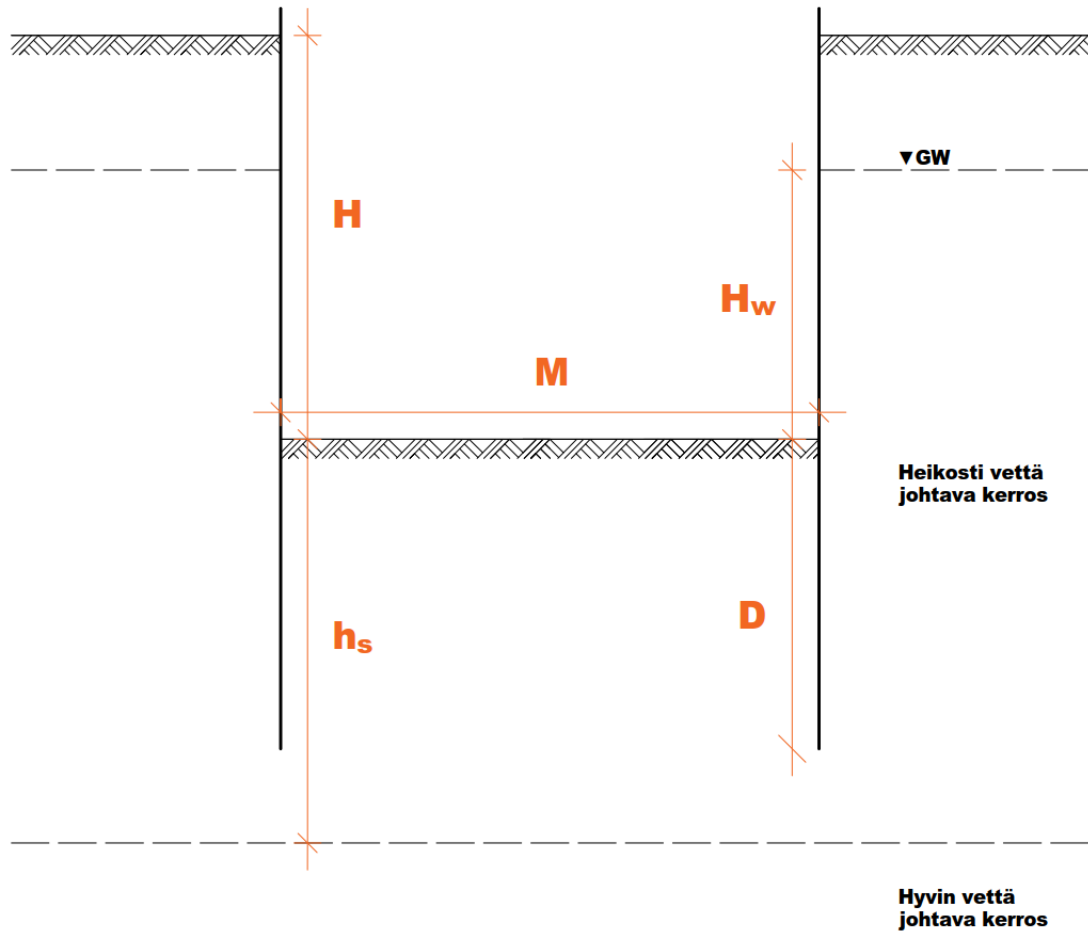
M = kaivannon leveys (m)

H_w = etäisyys pohjavedenpinnasta kaivannon pohjaan (m)

β = pontin ja maan välisen adheesio mobilisointumisaste

γ = maan tilavuuspaino (kN/m^3)

γ_w = veden tilavuuspaino (kN/m^3)



Kuva 3 Putkikaivanto-ohjeen mukaisessa kaivannon hydraulisen murtuman kaavassa esiintyvät mitat.

RIL 194-1992 Putkikaivanto-ohjeessa esitetyt mitoituksessa käytettävät kokonaisvarmuusluvut eivät eroa Pohjarakennusohjeissa esitetyistä. Murtorajatilamenettelyn osalta putkikaivanto-ohjeessa viitataan RIL 181-1989 Rakennuskaivanto-ohjeen rajatilamenettelyyn, jolloin murtorajatilatarkastelussa käytettävät maan osavarmuusluvut ovat taulukon 4 mukaiset. Maan oman painon lisäksi on maanpinnalle oletettava vähintään tasainen pintakuorma $p = 10 \text{ kPa}$, jos vaikutukseltaan määräävämpiä muita kuormia ei esiinny. (RIL 181-1989.)

Taulukko 5 RIL 181-1989 Rakennuskaivanto-ohjeessa esitetyt kuormien ja maaparametrien osavarmuusluvut.

	Varmuusluvun kohde	Osavarmuusluku (γ)	Osavarmuusluvun käyttö
Kuormat	Hyvin vaativat lyhytaikaiset kaivannot: määräävä muuttuva kuorma	1.3	$p(d) = p \cdot \gamma$
	Hyvin vaativat lyhytaikaiset kaivannot: yksi muuttuva kuorma	1	$p(d) = p \cdot \gamma$
	Hyvin vaativat lyhytaikaiset kaivannot: muut muuttuvat kuormat	0.8	$p(d) = p \cdot \gamma$
	Vaativat ja helpot työnaikaiset kaivannot: määräävä muuttuva kuorma	1	$p(d) = p \cdot \gamma$
	Vaativat ja helpot työnaikaiset kaivannot: muut muuttuvat kuormat	0.8	$p(d) = p \cdot \gamma$
	Maan ja tukirakenteiden paino	1.0	$\rho(d) = \rho \cdot \gamma$
	geoteknisessä mitoituksessa		
Maakerrosten lujuusparametrit	Maan sisäinen kitkakulma, pysyvät rakenteet	1.2	$\tan \varphi(d) = (\tan \varphi) / \gamma$
	Maan ja rakenteen välinen kitkakulma, pysyvät rakenteet	1.2	$\tan \varphi(d) = (\tan \varphi) / \gamma$
	Kitkakulma (vakavuus ja maanpaine, työnaikaiset rakenteet)	1.1	$\tan \varphi(d) = (\tan \varphi) / \gamma$
	Koheesio (vakavuus ja maanpaine, pysyvät rakenteet)	1.5	$c(d) = c / \gamma$
	Koheesio (vakavuus ja maanpaine, työnaikaiset rakenteet)	1.3	$c(d) = c / \gamma$

2.2.3 Kaivannon mitoitus RIL 263-2014 Kaivanto-ohjeen mukaan

RIL 263-2014 Kaivanto-ohje luotiin korvaamaan sekä Rakennuskaivanto-ohje että Putkikaivanto-ohje. Se sisältää eurokoodien mukaisen mitoituksen. Maanpaineet määritetään RIL 263-2014:ssa Coulombin maanpaineteorian avulla, joten laskenta ei eroa siltä osin Rakennuskaivanto-ohjeesta tai Putkikaivanto-ohjeesta. Kaivanto-ohjeessa on kuitenkin suositeltu passiivisen seinäkitkakulman maksimiarvoksi $0.4 \cdot \varphi$ käytettäessä Coulombin maanpaineteoriaa maanpaineekertoimien määrittämiseksi, sillä tätä suuremmat arvot johtaisivat epätoimellisen suuriin passiivimaanpaineekertoimen arvoihin. (RIL 263-2014, Ruotsala 2011.)

RIL 263-2014 Kaivanto-ohjeen mukaisessa kokonaisvarmuuslukumenettelyssä käytetään RIL 121-2004:n mukaisia kokonaisvarmuuslukuja. Eurokoodin mukainen kaivannon tukiseinän mitoitus osavarmuuslukumenettelyllä tehdään mitoitusavalla 2, jolloin osoitetaan, ettei liiallisia muodonmuutoksia pääse syntymään ominaiskuormilla lasketussa käyttörajatilassa ja murtorajatilan jännitykset eivät ylitä osavarmuuslukujen yhdistelmällä:

$$"A1" + "M1" + "R2" \quad (33)$$

missä:

- A1 = kuormien tai kuorman vaikutusten osavarmuusluvut
- M1 = maaparametrien osavarmuusluvut
- R2 = tukirakenteiden kestävyysluokien osavarmuusluvut

Mitoitustavassa 2 varmuus kohdennetaan kuormiin tai kuormien vaikutukseen sekä kestävyteen. Maaparametrien osavarmuusluvut, eli sarjan M1 osavarmuusluvut, ovat suuruudeltaan 1.0. Mitoitustavasta 2 on olemassa kaksi versiota, DA2 ja DA2*. Mitoitustavassa DA2 osavarmuuslukuja käytetään suoraan ominaisarvoihin, kun taas mitoitustavassa DA2* osavarmuuslukuja käytetään ominaisarvoilla laskettuihin tukivoimiin. RIL 263-2014:n mukaan tukiseinämitoituksessa tulee pääasiassa käyttää jälkimmäistä mitoitus tapaa, sillä näin siirtymät tulee ratkaistuksi todenmukaisemmin.

Taulukko 6 Kuormien tai kuorman vaikutusten osavarmuusluvut (sarja A1). (RIL 263-2014.)

Kuorman tyyppi	Edullinen/epäedullinen	Osavarmuusluku
Pysyvä kuorma $\gamma(G)$	Epäedullinen	
	(yhtälö EN 1990 6.10 a)	1.35 K_{FI}
	(Yhtälö EN 1990 6.10 b)	1.15 K_{FI}
	Edullinen	0.9 K_{FI}
Muuttuva kuorma $\gamma(Q)$	Epäedullinen	1.5 K_{FI}
	Edullinen	0

Kuormien osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 6. Kuormakerroin K_{FI} riippuu luotettavuusluokasta siten, että luokassa RC2 $K_{FI} = 1.0$, ja luokassa RC3 $K_{FI} = 1.1$. Kuormien yhdistelmänä käytetään epäedullisempaa seuraavista yhtälöistä:

$$1.35K_{FI}G_{kj,sup} + 0.9G_{kj,inf} \quad (\text{EN 1990 6.10 a})$$

$$1.15K_{FI}G_{kj,sup} + 0.9G_{kj,inf} + 1.5Q_{k,1} + 1.5K_{FI}\sum_{i>1}\Psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (\text{EN 1990 6.10 b})$$

joissa

$G_{kj,sup}$ = kaatavien pysyvien kuormien/vaikutusten ominaisarvo

$G_{kj,inf}$ = vakauttavien pysyvien kuormien/vaikutusten ominaisarvo

$Q_{k,i}$ = kaatavan muuttuvan kuorman/vaikutuksen ominaisarvo

Sarjan R2 osavarmuuslukuja käytetään tukirakenteille. Taulukkoon 7 on koottu ankkurointien ja tukirakenteiden kestävyksien osavarmuusluvut.

Taulukko 7 Tukirakenteiden kestävyyksille käytettävät osavarmuusluvut (Liikennevirasto 2013).

	Kohde	Osavarmuusluku
Ankkurointien osavarmuusluvut	Tilapäinen ankkuri	$\gamma(a,t) = 1.25$
	Pysyvä ankkuri	$\gamma(a,p) = 1.5$
Tukirakenteiden kestävyys osavarmuusluvut	Kantokestävyys	$\gamma(R_v) = 1.55$
	Liukumiskestävyys	$\gamma(R_h) = 1.1$
	Maan kestävyys	$\gamma(R_e) = 1.5$

Kun lasketaan ankkuroidun tai vapaasti seisovan tukiseinän maanpaine kuormia, käytetään kaatavalle maan- ja vedenpaineelle kuorman mallikerrointa, joka on 1.35 pysyville rakenteille ja 1.15 työnaikaisille rakenteille. Mallikerroin ei koske ankkurien mitoitus tusta eikä sitä käytetä tukiseinän upotussyvyyden laskennan yhteydessä.

Kaivannon kokonaisstabiliteetti tarkistetaan mitoitus tavalla DA3 silloin, kun tukiseinä mitoitetaan eurokoodin mukaisella osavarmuuslukumenetelmällä. Tällöin murtorajatilassa osavarmuusluvut kohdistetaan kuormiin ja maan lujuusparametreihin ja osoitetaan, että:

$$E_d \leq R_d \quad (34)$$

missä:

E_d = kuormien vaikutusten mitoitusarvo

R_d = kestävyysmitoitusarvo

Käytännössä suhde R_d/E_d saadaan liukupintalaskelmilla suoraan, jolloin saatu arvo on ns. ylimitoituserroin ODF (over design factor). Tällöin siis tulisi $ODF \geq 1.0$. Murtorajatilatar- kastelussa pysyvien epäedullisten sekä pysyvien edullisten kuormien osavarmuuslukuina käytetään arvoa 1.0. Muuttuvien kuormien osavarmuuslukuina käytetään arvoa 1.3. Huomi- oon otetaan vain aktiivipuolella vaikuttavat muuttuvat kuormat. Maan kestävyysmitoitus- lukuna käytetään arvoa 1.0. Kuormakerroin K_{FI} määräytyy luotettavuusluokan mukaan samalla tavalla kuin mitoitusarvo. Taulukkoon 8 on koottu vakavuustarkastelussa käy- tettävät maaparametrien osavarmuusluvut.

Taulukko 8 Kaivannon kokonaisstabiiliteetin laskennassa käytettävät osavarmuusluvut (RIL 263 2014).

Maaparametri	Merkintä	Osavarmuusluku
Leikkauskestävyyskulma (kitkakulma)	φ'	1.25
Tehokas koheesio	c'	1.25
Suljettu leikkauslujuus	$\varphi(cu)$	1.5
Yksiaksiaalinen puristuskoe	$\varphi(qu)$	1.5
Tilavuuspaino	γ	1.0

Ankkuroidun tukiseinän pystystabiiliteetti on tarkastettava laskelmin. Pystystabiiliteetin las- kennassa otetaan huomioon ankkurivoimien pystykomponentit, tukiseinärakenteen oma paino, tukiseinään kohdistuvat pystykuormat, seinärakenteen ja maan välinen kitka ja ad- heesio sekä tukiseinän karkivastus. Tukiseinän pystystabiiliteetin laskenta tehdään mitoitus- tavalla DA2. Mitoitus tulee tehdä sekä kuormitusyhdistelmällä EN 1990 6.10 a) että yhdis- telmällä EN 1990 6.10 b). Mitoituksessa tukiseinän omaa painoa, tukiseinään kohdistuvia pysyviä ja muuttuvia kuormia, ankkurivoimien pystykomponenttia sekä aktiivipaineen alas- päin suuntautuvaa komponenttia käsitellään kuormana ja tukiseinän karkivastusta sekä pas- siivipaineen ylöspäin suuntautuvaa komponenttia käsitellään kestävyyskuormina. Tukiseinän karkivastus määritetään esimerkiksi Paalutusohjeen PO-2011 periaatteiden mukaisesti. (RIL 263.2014.) Vinosti alaspäin ankkuroidun tukiseinän pystystabiiliteetti lasketaan kaavalla 35:

$$P_{ra;d} \sin \delta_p + R_{b;d} \geq G_d + Q_d + P_{ra;d} \sin \delta_a + P_d \sin \alpha \quad (35)$$

missä:

$P_{ra;d}$ = aktiivipaineen resultantin mitoitusarvo

$P_{rp;d}$ = passiivipaineen resultantin mitoitusarvo

$R_{b;d}$ = tukiseinän karkikestävyysmitoitusarvo

δ_a = aktiivipuolen seinäkitkakulman arvo

δ_p = passiivipuolen seinäkitkakulman arvo

Q_d = pystysuuntaisten muuttuvien kuormien mitoitusarvo

G_d = pystysuuntaisten pysyvien kuormien mitoitusarvo

α = maa- tai kallioankkurin mitoitusarvo

2.3 Käytettyjen laskentaohjelmien ja materiaalmallien teoriaa

Tässä työssä käsiteltävien kaivantojen tutkimuksessa käytettiin GeoCalc-, OptumG2-, sekä Plaxis -laskentaohjelmia, joilla tarkasteltiin tukiseiniin vaikuttavia voimia ja tukiseiniä vakavuutta eri tilanteissa. GeoCalc -ohjelman tukiseinämoduulilla voidaan tarkastella tukiseinän tasapainotilaa, rakenteiden rasituksia, sekä maanpaineiden mobilisaatioasteita eri kaivuvaiheissa. Ohjelman stabiliteettilaskentamoduulilla puolestaan voidaan tutkia kaivannon kokonaisstabiliteettia liukupinnan esiintymistodennäköisyyden avulla. Optum G2- ja Plaxis ovat FEM-ohjelmia, joilla voidaan tutkia useimpia geoteknisiä ongelmia. Tässä työssä käytettiin Optum G2 -ohjelman Strength Reduction Analysis -laskentaa sekä Plaxiksen Staged Construction Analysis- ja Safety Analysis -laskentaosia. Strength Reduction- sekä Safety Analysis -laskennoilla voidaan tutkia murtorajatilaa esiintymiseen tarvittavaa kuormitustilan tai lujuusparametrien muutosta, joka voidaan tulkita varmuusluvuksi. Plaxiksen Staged Construction -laskennalla puolestaan voidaan tarkastella mallin muodonmuutoksia kuormitustilan muutosten funktiona.

2.3.1 GeoCalc

GeoCalc on Viasys VDC:n kehittämä geotekniikkaan keskittynyt laskentaohjelma, jota kehittää tätä nykyä Civilpoint Oy (Parmanen 2017). Laskentaohjelma sisältää laskentamoduulit painuma-, tukiseinä-, stabiliteetti- ja paalulaskentaa varten. Tässä työssä käytettiin ohjelman tukiseinä- sekä stabiliteettimoduuleita.

GeoCalcin tukiseinäosion laskenta perustuu palkki-jousimalliin. Tukiseinä mallinnetaan ohjelmassa kolmen vapausasteen palkkielementtinä ja maaperä jousielementeillä. Jousimalliksi voi valita siirtymäperusteisen DCM-mallin tai muodonmuutosmoduuliperusteisen MCM-mallin. DCM-mallissa määritetään tukiseinän tarvittavat siirtymät, joilla täysi aktiivi- ja passiivimaanpaine pääsevät kehittymään. MCM-mallissa jousimallin jäykkyys annetaan maan pystysuuntaisen kokoonpuristuvuusmoduulin ja jännityseksponentin avulla. Laskennan tuloksena saadaan tukiseinän varmuus sortumista vastaan, tukireaktiot, momenttirasitus, mahdolliset ankkurivoimat, sekä maanpaineiden mobilisaatioasteet kaivutason funktiona. (Vianova Systems Finland Oy 2012, Vianova Oy 2010.)

GeoCalcin stabiliteettiosion avulla voidaan määrittää sekä ympyrä-, kovera-, sekä vapaamuotoisilla liukupinnoilla luiskin stabiliteetti. Ohjelma etsii määritetyn luiskin vaarallisimman liukupinnan ja määrittää tämän varmuuden sortumista vastaan. Vaihtoehtoisesti ohjelmalla voidaan määrittää käsin liukupinnan muoto. Ohjelma ratkaisee liukupinnan rajaaman maapalan momenttitasapainon käyttäen valittua laskentamenetelmää.

2.3.2 Optum G2 ja Plaxis

Tässä työssä käytettiin Optum G2:n Strength Reduction Analysis- ja Plaxiksen ϕ -c-reduction -laskentamoduuleja, jolla määritettiin kaivannon varmuusluku. Näillä menetelmillä rakenteen stabiliteetti määritetään geoteknisiä parametreja heikentämällä. Vaihtoehtoisesti voitaisiin käyttää Limit Analysis -laskentaa, jossa kaivantoon kohdistuvaa kuormitusta kasvatetaan, kunnes murto saavutetaan. Käytettäessä Strength Reduction menetelmää ohjelma pienentää automaattisesti maan lujuusparametreja, kunnes murto saavutetaan. Tällöin kokonaisvarmuuskerroin on (Krabbenhoft, Lymain et al. 2016b, Brinkgreve, Bakker 1991):

$$F_{kok} = \frac{\tan\Phi_{alkup.}}{\tan\Phi_{vähän.}} = \frac{c_{alkup.}}{c_{vähän.}} \quad (36)$$

missä:

F_{kok} = ohjelman laskema varmuuskerroin

Plaxiksen Staged Construction on laskentamoduuli, jolla voidaan mallintaa helposti kaivannon rakentamisvaiheiden eri kuormitustiloja. Ohjelma laskee elementtiverkon muodonmuutokset kuormitusportaittain. Laskennalla voidaan selvittää myös muun muassa ankkureissa sekä muissa rakenteissa vaikuttava jännitystila eri kuormitustilanteissa. Laskenta tapahtuu kuormitusportaittain, ”työvaiheittain”. Kussakin kuormitusportaassa ohjelma laskee mallin elementtiverkolle uuden tasapainotilan sekä elementtien solmukohtien sijaintimuutokset eli maan muodonmuutoksen valitun materiaalmallin asettamien ehtojen perusteella. Mikäli tasapainotilaa ei löydy, tarkoittaa se sitä, että maamassa ei ole kestänyt valittua kuormitustilaa.

2.3.3 Maan mallinnuksessa käytetyt materiaalmallit

Tämän työn mallinnusten yhteydessä käytettiin sekä bi-lineaarista Mohr-Coulomb -materiaalmallia että kehittyneempää Hardening Soil -materiaalmallia. Käytettäessä elastoplastista materiaalmallia FEM-mallinnuksessa, ohjelma laskee plastiset muodonmuutokset saavutuksessa murtotilassa, jolloin voidaan arvioida syntyvän liukupinnan tai muun muodonmuutoksen muotoa. (Krabbenhoft, Lymain et al. 2016b.) Tällöin voidaan plastisen muodonmuutoksen kertoimen λ jakaumasta suoraan nähdä plastisten muodonmuutosten jakauma, sillä se määrittää muodonmuutoksen suuruuden plastisen muodonmuutoksen yleisessä yhtälössä:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (37)$$

missä:

$d\varepsilon_{ij}^p$ = plastinen muodonmuutos

λ = plastisen muodonmuutoksen kerroin, määrittää muodonmuutoksen suuruuden

$\frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}$ = plastisen muodonmuutoksen ”suunta” pääjännitysten määräämässä avaruudessa

Myötöfunktio F puolestaan määrittelee jännitystila-alueen pääjännitysten määräämässä avaruudessa. Tällä jännitystila-alueella muodonmuutokset ovat elastisia. Mikäli maa-alkioon kohdistuva jännitystila ei sijaitse myötöfunktion määräämällä pinnalla, tapahtuu plastisia muodonmuutoksia, ts. materiaali myötää. Plastinen potentiaalifunktio G määrää myötötilanteessa plastisen muodonmuutoksen suunnan pääjännitysten määräämässä avaruudessa. Potentiaalifunktio $G = g(\sigma')$ voi olla tilanteesta riippuen joko sama tai eri funktio kuin myötöfunktio $F(\sigma') = 0$. Mikäli $\frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}$ on myötöfunktion $F(\sigma') = 0$ normaali, ovat F ja G sama funktio, jolloin myötö on ns. assosiatiivinen (kaava 38). (Potts, Zdravkovic 1999, Krabbenhoft, Lymain et al. 2016b, Solowski 2017.)

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (38)$$

Mohr-Coulomb -materiaalimallissa myötöfunktio määritellään kahdella parametrilla; koheesiolla ja kitkakulmalla. Lisäksi käytettäessä epäassosiatiivista myötöä määritetään dilatiokulma. Materiaalimallissa jäykkyys voidaan määrittää joko kimmomoduulin E ja Poissonin luvun ν avulla tai vaihtoehtoisesti tilavuusmuodonmuutosmoduulin B ja leikkausmoduulin G avulla. (Krabbenhoft, Lymain et al. 2016a.) Mohr-Coulomb -mallin myötöfunktio on:

$$F = (\sigma_1 - \sigma_3) + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cdot \cos \phi \quad (39)$$

Tässä työssä käytettiin Plaxiksella tehtyjen mallinnusten yhteydessä Hardening Soil -materiaalimallia. Hardening Soil -materiaalimalli on erityisesti kitkamaalajien mallintamiseen sopiva elastoplastinen malli, joka kuvaa oikein valituilla parametreilla maan lujuus- ja muodonmuutoskäyttäytymistä Mohr-Coulomb -materiaalimallia tarkemmin. Hardening Soil -mallissa aksiaalista jännitys-muodonmuutosriippuvuutta kuvaa hyperbolinen käyrä Mohr-Coulomb -mallin bi-lineaarisen riippuvuuden sijaan, eli Hardening Soil -mallissa jäykkyysmoduulin oletetaan olevan jännitystilasta riippuvainen. Malli soveltuu esimerkiksi ankkuroidun tukiseinärakenteen mallintamiseen hyvin, sillä mallissa primaarikuormitukselle ja uudelleenkuormitukselle määritetään erikseen moduuliluvut. Ankkuroidun tukiseinän ympäristön maaperän kuormitustila vaihtelee kaivun edistymisen ja ankkureiden jännittämisen mukaan. Tällöin voidaan mallintaa tarkemmin maamassan muodonmuutoskäyttäytymistä vaihtelevassa kuormitustilanteessa.

Hardening Soil -mallissa käytetään samaa murtoehtoa kuin Mohr Coulomb -mallissa. Tällöin murtoon johtavan jännitystilän määrittävät maan kitkakulma, koheesio, sekä dilatiokulma. Hardening Soil -mallin monimutkaisemman jännitys-muodonmuutoskäyttäytymisen vuoksi malliin syötetään edellä mainittujen parametrien lisäksi avoimen tilan kolmiakselikokeiden perusteella määritetty moduuliluku E_{50} sekä uudelleenpuristuvuusmoduuli E_{ur} , moduuliekspONENTTI m , poissonin luku ν_{ur} , sekä mahdollinen esikonsolidaatiojännitys. Moduulilukujen perusteella määritetään maan muodonmuutoskäyttäytymisen määrittävät leikkausmoduuli sekä tilavuusmuodonmuutoksen moduuli.

Kuormittamattoman maan jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen määritetään E_{50}^{ref} sekanttimoduulin ja nk. murtosuhteen avulla. Sekanttimoduuli määritetään tietyssä referenssipaineessa (usein 100 kPa), ja se määritetään 50 % leikkauslujuuden mobilisaatioastetta vastaavasta kohdasta jännitys-muodonmuutoskäyrällä. Jännitys-muodonmuutosriippuvuus on muotoa:

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (40)$$

missä:

ε_1	= vertikaalinen muodonmuutos kolmiakselikokeessa
σ_1	= suurin pääjännitys
σ_3	= pienin pääjännitys
q_a	= deviatorinen maksimijännitys

Murtosuhteella R_f määritetään todellinen murtoa vastaava osa deviatorisesta maksimijännityksestä q_f . Maksimijännitys saadaan Mohr-Coulombin myötöehdosta. Maksimijännitys saadaan maan kitkakulman ja koheesion avulla kaavalla 41. (Schanz, Vermeer et al. 1999.)

$$q_f = \frac{6\sin\varphi_p}{3-\sin\varphi_p}(p + c \cdot \cot\varphi_p) \quad (41)$$

Usein murtosuhteena käytetään arvoa 0.9, mikä tarkoittaa, että myötääminen tapahtuu, kun 90 % deviatorisesta maksimijännityksestä on saavutettu. Plaxis -laskentaohjelmassa uudelleenpuristuvuusmoduulin ja sekanttimoduulin välillä käytetään vakiona yhteyttä (PLAXIS 2016):

$$E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref} \quad (42)$$

3 Putkikaivannon sortuma Espoossa

Tässä työssä tutkitaan kahta työnaikaista putkikaivantoa sekä yhtä pysyväksi suunniteltua tuettua kaivantoa. Aluksi esitellään kaivannon tyyppi, mitat ja suunnittelun lähtötiedot. Tämän jälkeen käydään lyhyesti läpi sortuma työmailla tehtyjen havaintojen ja raporttien perusteella. Seuraavaksi perehdytään sortumakohdalla vallitseviin olosuhteisiin ja määritellään maaparametrit. Näiden tietojen perusteella lasketaan kaivannon vakavuus sortuman aikaisessa tilanteessa ja päätellään laskennan perusteella, onko kaivannon laskennallinen stabiiliuteetti ollut liian heikko, vai onko sortuman syynä ollut esimerkiksi työvirhe.

Ensimmäinen tässä työssä käsiteltävä tapaus on putkikaivannon sortuma pehmeikköalueella Espoossa. Esimerkkikohteen urakka käsitti n. 3 km:n osuuden Espoon läntisen runkovesijohdon rakentamisesta Espoon keskuspuiston ja Sunan alueella. Maaperä putkilinjan eri osissa vaihteli huomattavasti. Putkikaivannon sortuma tapahtui 23.2 - 26.2 2015 lähellä urakka-alueen länsirajaa, Sunanlaakson pehmeikköalueella paaluvälillä 5250-5280. Sortumakohdalla putki oli tarkoitus perustaa paalulaatalle noin kolmen metrin syvyyteen. Kohde oli suunniteltu pääosin vuonna 2013. Sortumakohdan suunnitelma perustui Espoon kaupungin putkikaivantojen tuentaohjeeseen vuodelta 1997.

Sortuma-alueen pohjatutkimustietojen perusteella laaditun työselostuksen maaperäkuvauksen mukaan: ”Plv 5150-5250 välillä pohjamaa on savista. Maan pinnalla on noin 1m paksuinen kuivakuorisavikerros, jonka alla on paksuimmillaan 7 m savikerros, saven siipikairalla havaittu redusoimaton leikkauslujuus on keskimäärin 7 kPa, pohjaosiltaan savi on sitkeämpää. Saven vesipitoisuus vaihtelee 15...75% välillä. Savikerroksen alla on 1...2 m paksu moreenikerros. Kalliopinta sijaitsee tasolla -0,5...+5 metriä.” Urakkakyselyn aikaisen pituusleikkauksen mukaan sortumakohdalla pl. 5250 maanpinta on tasolla +12,5. Kaivannon toteutustavaksi välillä pl. 5080 - 5310 on pituusleikkauksessa esitetty ”Tuettu kaivanto (PKTO-97, 8 m pontit).” Tällä viitataan Espoon kaupungin putkikaivantojen tuentaohjeeseen vuodelta 1997.

Kyseisen paaluvälin n. 230 m:n pituudella on tehty 7 kpl painokairauksia tiiviin maakerroksen korkeusaseman selvittämiseksi. Painokairausten perusteella on määritetty pituusleikkaukseen maakerrosrajat sekä määritetty tukipaalujen arvioitu tunkeutumistaso. Sortuma-alueella plv. 5250-5280 arvioitu kallionpinta nousee siten, että se on paalulla 5250 n. +3.0, ja paalulla 5280 n. + 5.0.

3.1 Kaivannon sortuma

Sortumakohdalla kaivanto oli sisäpuolisin esijännittämättömin tuen yhdeltä tasolta tuettu ponttikaivanto. Kaivannon tukiseinät muodostuivat lukkoon lyödyistä 8 metriä pitkistä VL603 -profiilin ponteista. Tällöin seinän taivutusvastus on n. $1200 \text{ cm}^3/\text{m}$. Sisäpuolinen tuenta oli toteutettu HE300B -palkeista hitsatuilla 8 metriä pitkillä kehillä, jotka oli ripustettu ketjuilla pontteihin. Poikkeuksena PKTO-97:stä tukiväli oli nostettu kuudesta metristä kahdeksaan työteknisistä syistä, mutta samalla alkuperäisessä mitoituksessa käytetty HE240B palkki oli vaihdettu järeämpään HE300B palkkiin. Koska jänneväli oli kasvatettu $8/6 = 1.33$ kertaiseksi, täytyy taivutusvastuksen kasvaa $1.33^2 = 1.77$ kertaiseksi. Tämä toteutuu, sillä HE240B -palkin taivutusvastus on 938 cm^3 , ja HE300B -palkin 1680 cm^3 ($1680/938 = 1.79$).

Kaivannon syvyys sortuma-alueella oli noin 3.3 metriä, mukaan lukien noin 1 metrin alkukaivu. Mitoittavana maan leikkauslujuuden arvona oli käytetty työselostuksen maaperäkuvauksessa esitettyä siipikairalla määritettyä redusoimatonta arvoa 7 kPa. Pituusleikkauksen maaperärajojen ja työselostuksen maaperäkuvauksen perusteella kahdeksan metrin pontit ylettyisivät vähintään metrin alla olevaan moreenikerrokseen, jolloin PKTO-97:n mukainen suurin kaivussyvyys on 3.4 metriä. Tällöin tulisi hydraulisen murtuman vaara tarkistaa. Mikäli pontit eivät ylettyisi kovaan kerrokseen, olisi maksimi kaivussyvyys ainoastaan 2.5 metriä.

Kaivannon rakentamisen työjärjestys oli seuraava:

- Aluksi suoritettiin 0.5-1.0 metrin alkukaivu
- Paalutustyö RR140 teräspalkkipaaluilla
- Pontit asennettiin käyttäen tukikehikoita ohjureina
- Tukikehikot asennettiin roikkumaan ponteista
- Kaivanto kaivettiin tavoitetasoon
- Paalut katkaistiin
- Tehtiin arina paalulaattaa varten, valettiin laatta, tehtiin asennusala putkelle, asennettiin putki ja täytettiin kaivanto.

Kaivu oli saavuttanut tavoitetason ja arinarakennetta oli alettu tehdä paaluvälillä 5250-5280, kun havaittiin kaivannon vieressä sijaitsevassa työmaatiessä n. 0.5 metrin syvyinen ja 30 metriä pitkä painuma. Kaivannon pohja oli noussut arviolta saman verran. Ponttiseinässä ei havaittu kallistumaa eikä ponttiseinän alapää ollut siirtynyt. Havainnot johtivat arvioon, että oli syntynyt liukupintasortuma, ja savi oli liikkunut ponttiseinän ali kaivantoon. Tämän taas arvioitiin johtuvan siitä, että käytetyllä 8 metrin ponttipituudella ponttiseinän alapää ei yletynyt savikerroksen alla olevaan moreeniin, vaan sen ja moreenikerroksen väliin oli jäänyt kerros, jota kautta savi on virrannut kaivantoon.

Ratkaisuksi ongelmaan kohteen suunnittelija esitti toisen ponttiseinän asentamista alkupeiraisen seinän ulkopuolelle. Tämän ponttiseinän oli määrä koostua pidemmistä, 12 metrin ponteista, joilla saavutettaisiin varmuudella moreenikerros. Alueelle alettiin asentaa uutta seinää, jonka ponttien keskipituus oli 9.8 m. Suunnitellut 12 metrin pontit olisivat jääneet useita metrejä maanpinnan yläpuolelle. Uuden ponttiseinän asennuksen yhteydessä kuitenkin kaivannon tukikehä rikkoutui ja sisempi ponttiseinä taipui kaivantoon, jolloin päädyttiin täyttämään kaivanto ja suunnittelemaan vaihtoehtoinen toteutustapa.

Sortumien aikaan helmikuussa 2015 sää oli lauha. Lumipeitettä ei ollut juuri lainkaan. Päivisin lämpötila nousi yli 0 C-asteen, öisin oli muutama aste pakkasta.

3.2 Espoon kaupungin putkikaivantojen tuentaohje

Espoon kaupungin putkikaivantojen tuentaohje on luotu yksinkertaistamaan tuettujen kaivantojen rakentamistekniikkaa. Se on luonteeltaan yleisohje, jonka avulla voidaan valita oikea pehmeikölle rakennettavan kaivannon geometria, kun tunnetaan rakennuspaikan maaperän suljettu leikkauslujuus sekä haluttu kaivussyvyys. Ohjeen uusin versio on vuodelta

2014, mutta tässä työssä esitellään vuodelta 1997 peräisin oleva PKTO-97, sillä sortuneen kaivannon suunnitelma perustui kyseiseen ohjeeseen.

PKTO -97:ssä rakennuspaikan maaperä on jaoteltu suljetun leikkauslujuuden perusteella neljään eri luokkaan: $s_u = 5$ -, 7-, 10-, ja 15 kN/m². Kullekin leikkauslujuuden arvolle on mitoitettu yhdeltä ja kahdelta tasolta tuettu kaivanto. Mitoittavina ponttipituuksina on käytetty kuutta-, kahdeksaa-, ja kahtatoista metriä. Edellä mainittujen tietojen perusteella valitaan ohjeen listasta tukirakenteiden tyyppi sekä maksimikaivussyvyys. Ohjeessa on lisäksi erikseen mitoitettu tilanne, jossa ponttien alapää ylettyvät vähintään metrin savikerroksen alla olevaan kitkamaahan, silttikerrokseen tai savikerrokseen, jonka $s_u \geq 30$ kN/m². Tällöin kaivannon maksimikaivussyvyys kasvaa.

PKTO -97:n kaivantojen mitoitus perustuu RIL 121-1988 Pohjarakennusohjeessa esitettyyn sallittujen jännitysten menettelyyn sekä kokonaisvarmuuslukumenettelyyn. Tällöin rakenteet suunnitellaan siten, että ominaiskuormien aiheuttamat jännitykset ja muodonmuutokset pysyvät asetetuissa rajoissa. RIL 121 Pohjarakennusohjeen mukainen rakennusaikaisen kaivannon liukusortuman, pohjannousun ja tukirakenteen sortuman varmuusluku on 1.5. (RIL 121-1988, s.34). PKTO -97:ssä kaivantojen ponttiseinien alapään vakavuuden varmuuskerroin on siis 1.5. Tukirakenteiden sallittuna jännityksenä on käytetty arvoa 180 N/mm². Ponttiseinän sallittuna taivutusvastuksena on käytetty arvoa 80 kNm/jm, mikä vastaa Larssen 22 -tyyppisen pontin taivutusvastusta tilanteessa, jossa pontteja ei ole asennettu uriin. Mitoitus on tehty MS-Tuki -ohjelmalla. Mitoitus on tarkistettu käsin laskemalla sekä liukupintatarkasteluilla. (Rajala, Kaurila et al. 1997, Kaurila, Hartikainen et al. 2014.)

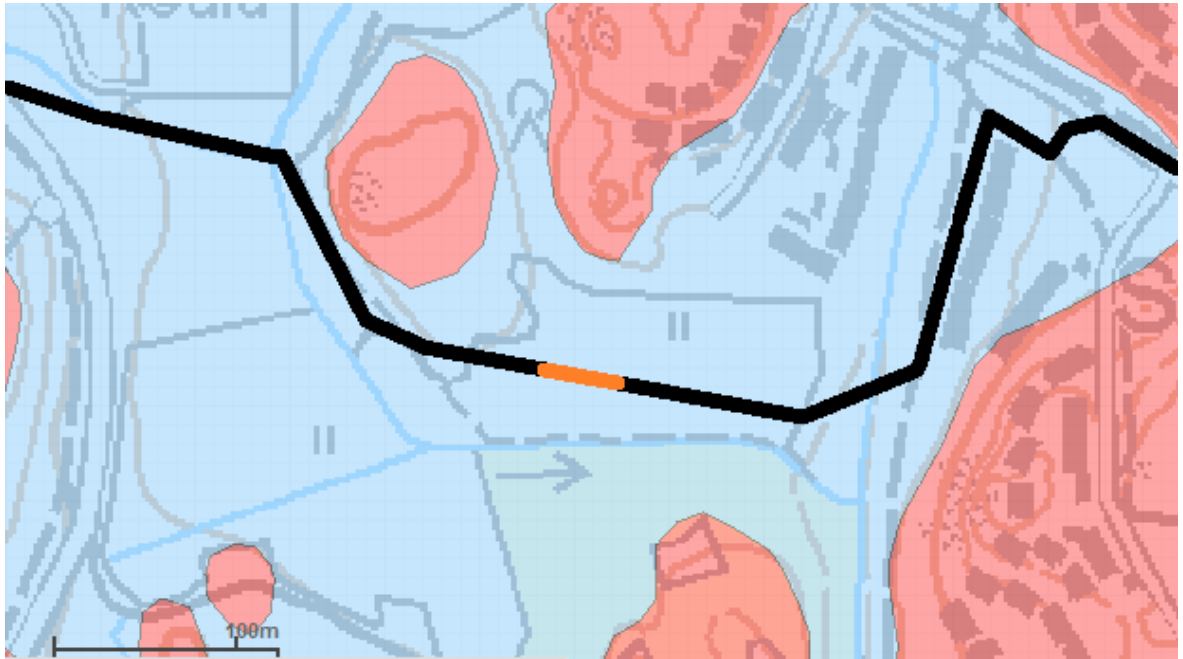
PKTO-97 soveltuu tavallisimpien putkijohtokaivantojen rakentamiseen Espoossa tyypillisimmissä olosuhteissa. Ohje soveltuu siis käytettäväksi useimpien pehmeikköalueiden putkikaivantojen mitoitukseen. Ohje edellyttää kuitenkin, että rakennuspaikalta on käytössä riittävästi pohjatutkimuksia. Putkikaivannon linjalta on oltava riittävästi painokairauksia maakerrosrajojen määrittämiseksi sekä vähintään yksi siipikairaus tulos maan leikkauslujuuden määrittämiseksi. Ohjeessa ei mainita, kuinka laajalle rakennusalueelle yhdellä siipikairaus tuloksella määriteltä leikkauslujuuden arvoa voi käyttää ominaisarvon määrittämiseen. Esimerkkitapauksessa PKTO-97:n mukainen kaivanto 8 metrin ponteilla oli määrätty rakennettavaksi 230 metrin matkalla. Tällä matkalla painokairauksia oli tehty 7 kpl, ja lisäksi yksi siipikairaus suljetun leikkauslujuuden määrittämiseksi.

3.3 Kaivannon vakavuustarkastelut

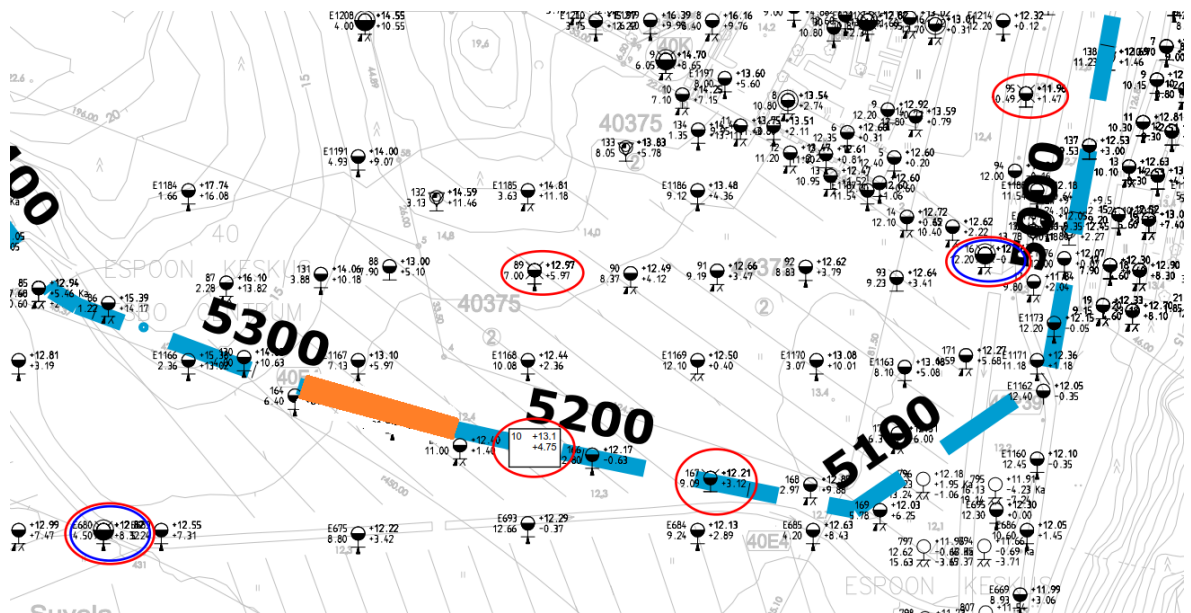
3.3.1 Maaparametrien määrittäminen

Kohteen ympäristöstä on saatavilla useiden siipikairauspisteiden tuloksia. Sortumakohta sijaitsee laajahkolla pehmeiköllä (kuva 4), jonka läpi virtaa Finnoonpuro. Kuvaan on merkitty mustalla putken linjaus ja punaisella sortumakohta. Kuvassa 5 on pohjatutkimuskartta, johon on merkitty tutkimukseen mukaan otetut pohjatutkimuspisteet. Kuvaan on merkitty punaisella siipikairauspisteet, sinisellä näytteenottopisteet ja vihreällä sortumakohta. Pohjatutkimuksista pistenumerot 89, 95, ja 167 ovat uudehkoja, vuosina 2011 - 2013 tehtyjä pohjatutkimuksia. Mittauksissa käytetystä kalustosta tai mittaukset suorittaneista yrityksistä ei ole tietoa. Minkään kairauksen tulokset eivät poikenneet merkittävästi tulosten keskiarvosta, joten tutkimukseen mukaan otettuja kairauspisteitä voidaan tämän perusteella pitää vertailukelpoisina.

Pyrkimyksenä on määrittää mahdollisimman luotettavat ominaisarvot maan lujuusparametreille käyttämällä kaikkea sortumakohdan lähistöllä saatavissa olevaa pohjatutkimustietoa. Tällöin voidaan mallintaa sortumaan johtaneita olosuhteita tarkimmin. Maakerrosrajojen ja suljetun leikkauslujuuden määrittystä varten käytetään kuuden siipikairauspisteen dataa. Nämä pisteet sijaitsevat n. 150 m:n säteellä sortumakohdasta. Juoksuraaja ja hienousluku redusointikertoimen määrittämistä varten saadaan kahden näytteenottopisteen keskiarvona. Putkilinjan pituusleikkauksen painokairausdiagrammien perusteella arvioidaan maakerrosrajoja ja savikerrosten alla olevan kitkamaakerroksen paksuutta ja maaparametreja.

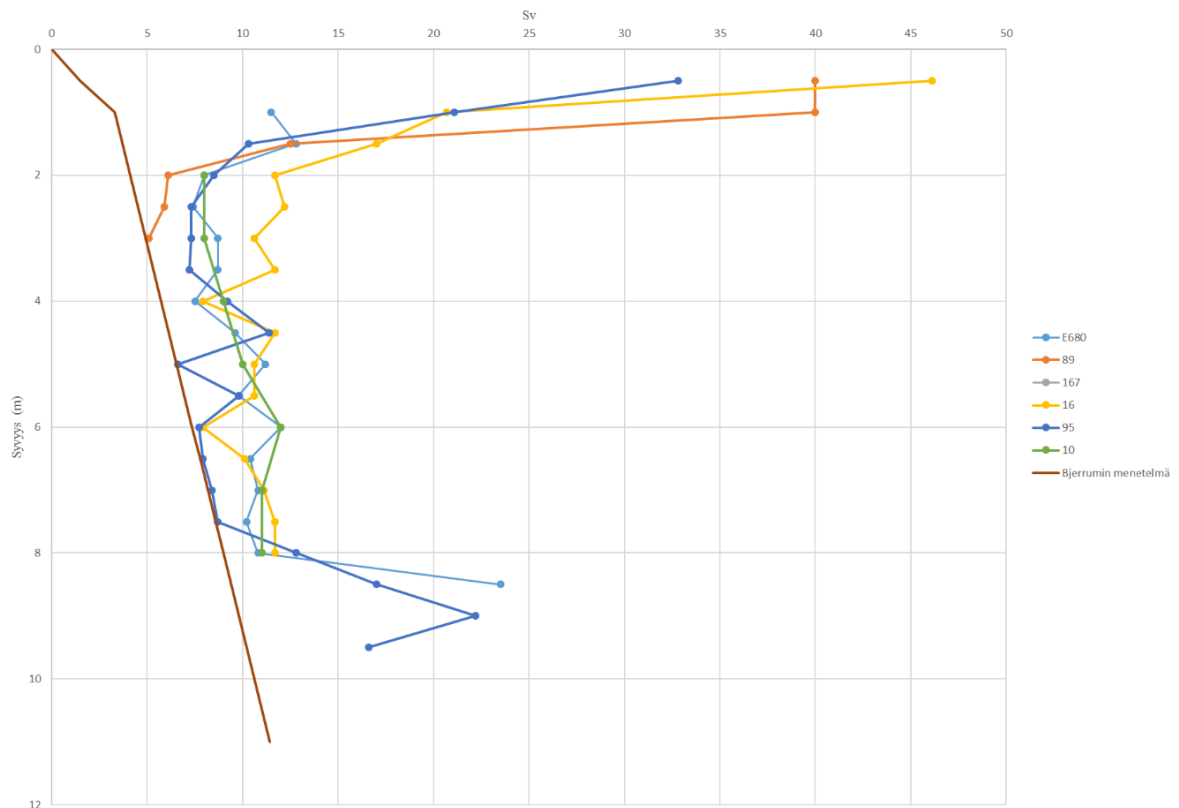


Kuva 4 Putkilinjan likimääräinen sijainti maaperäkartalla. Sortumakohta on merkitty oranssilla.



Kuva 5 Putkilinjan sijainti pohjatutkimuskartalla. Maaparametrien määrittämiseen käytetyt pohjatutkimuspisteet on ympyröity. Likimääräinen sortumapaikka on merkitty oranssilla.

Koska tutkimuspisteitä on riittävästi, käytetään hyväksi tilastollisia menetelmiä leikkauslujuuden ominaisarvon määrittämiseksi. Kairaustulosten kerroskohtaisten keskiarvojen avulla voidaan hahmottaa maakerrosrajat. Tulosten perusteella kuivakuorikerros on keskimäärin 1.5 metriä paksu. Kuivakuorikerroksen alla on 6-7 metriä paksu kerros pehmeää, lihavaa savea. Saven suljettu leikkauslujuus kasvaa hyvin hitaasti syvemmälle mentäessä. Saven vesipitoisuus vaihtelee välillä 49...133%. Savi on melko häiriintymisherkkää. Näytteenotto-pisteiden perusteella laskettu keskimääräinen sensitiivisyys on 13.50. Pehmeän kerroksen alla on 1-2 metriä paksu kerros kiinteämpää savea tai silttiä.

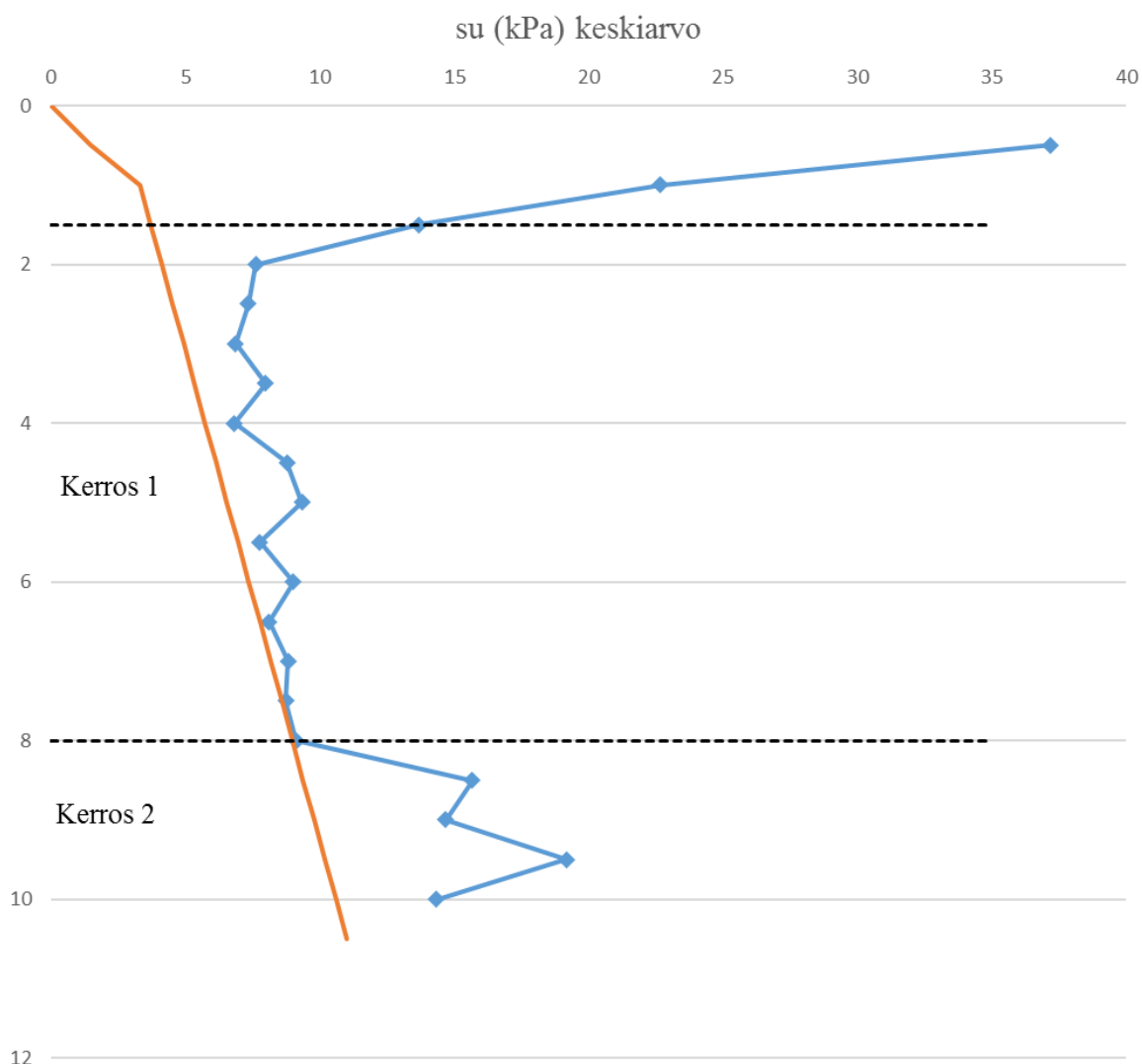


Kuva 6 Siipikairalla havaitut redusoimattomat suljetut leikkauslujuudet.

Kuvaan 6 on merkitty vertailun vuoksi myös nk. Bjerrumin (Bjerrum 1973) menetelmällä arvioitu leikkauslujuuden teoreettinen minimiarvo, joka on johdettu siipikairauslujuuden ja esikonsolidaatiojännityksen suhteesta. Tässä kohteessa saven on oletettu olevan normaalisti konsolidoitunutta. Saven tilavuuspainona on käytetty arvoa 14 kN/m^3 . Nähdään, että siipikairautulosten perusteella saven leikkauslujuus on kuivakuorikerroksen alla suhteellisen lähellä teoreettista minimiä.

Kairaustulosten redusointikerroin määritettiin liikenneviraston kartiojuoksurajaan perustuvan nomogrammin avulla käyttäen kahdesta pisteestä määritettyjen hienouslukujen ($n=12$) keskiarvoa. Hienousluvuksi saatiin $F = 73,6\%$, jolloin redusointikerroin μ saa arvon

$$\mu = \frac{1,5}{1 + \frac{73,6}{100}} \approx 0,86$$



Kuva 7 Siipikairalla havaittujen redusoitujen suljettujen leikkauslujuuksien kerroskohtaiset keskiarvot sekä arvioidut maakerrosrajat. Kuivakuorikerros on noin 1-1.5 metriä paksu.

Hienorakeinen maaperä jaettiin kolmeen kerrokseen suljetun leikkauslujuuden perusteella (taulukko 9). Havainnoista laskettiin savikerroksille suljetun leikkauslujuuden keskiarvo, keskihajonta, keskiarvon keskihajonta, sekä variaatiokerroin. Tunnuslukujen avulla laskettiin maaparametrien ominaisarvot RIL 207-2009:n (eli Eurokoodin mukaisella COV tunnettu-) sekä Schneiderin approksimaation mukaisilla menettelyillä.

Taulukko 9 Kerroskohtaiset havaintomäärät.

Kerros	Havaintojen lukumäärä (n)
1	10
2	49
3	5

Taulukko 10 Savikerroksille laskettu suljetun leikkauslujuuden keskiarvo, keskihajonta, keskiarvon keskihajonta sekä variaatiokerroin.

Kerros	\bar{x}	SD(x)	SD(\bar{x})	COV(x)
kuivakuorikerros	21.987	11.297	3.573	0.514
savi1	8.128	1.600	0.229	0.197
savi2	15.913	3.791	1.695	0.238

RIL 207-2009:n mukaiset ominaisarvot:

$$\text{savi1: } s_u = 8.128 - 1,645 \cdot 0.229 \approx 7.75 \text{ (kPa)}$$

$$\text{savi2: } s_u = 15.913 - 1,645 \cdot 1.695 \approx 13.12 \text{ (kPa)}$$

Schneiderin approksimaation mukaiset ominaisarvot:

$$\text{savi1: } s_u = 8.128 - \frac{1.600}{2} \approx 7,33 \text{ (kPa)}$$

$$\text{savi2: } s_u = 15.913 - \frac{3.791}{2} \approx 14.02 \text{ (kPa)}$$

Eurokoodin mukainen varovainen keskiarvo (COV ei tunnettu):

$$\text{savi1: t-kerroin vapausasteella } v = n - 1 = 48 \text{ (p = 95\%)} \approx 1.645$$

$$k_n = t \sqrt{\frac{1}{n}} = 1,645 \sqrt{\frac{1}{48}} \approx 0.235$$

$$\text{COV} = 0.197$$

$$s_u = \bar{x}(1 - k_n \text{COV}_x) = 8.128(1 - 0.235 \cdot 0,197) = 7.75 \text{ (kPa)}$$

$$\text{savi2: t-kerroin vapausasteella } v = n - 1 = 4 \text{ (p = 95\%)} = 2.353$$

$$k_n = t \sqrt{\frac{1}{n}} = 2.353 \sqrt{\frac{1}{4}} \approx 1.053$$

$$\text{COV} = 0.238$$

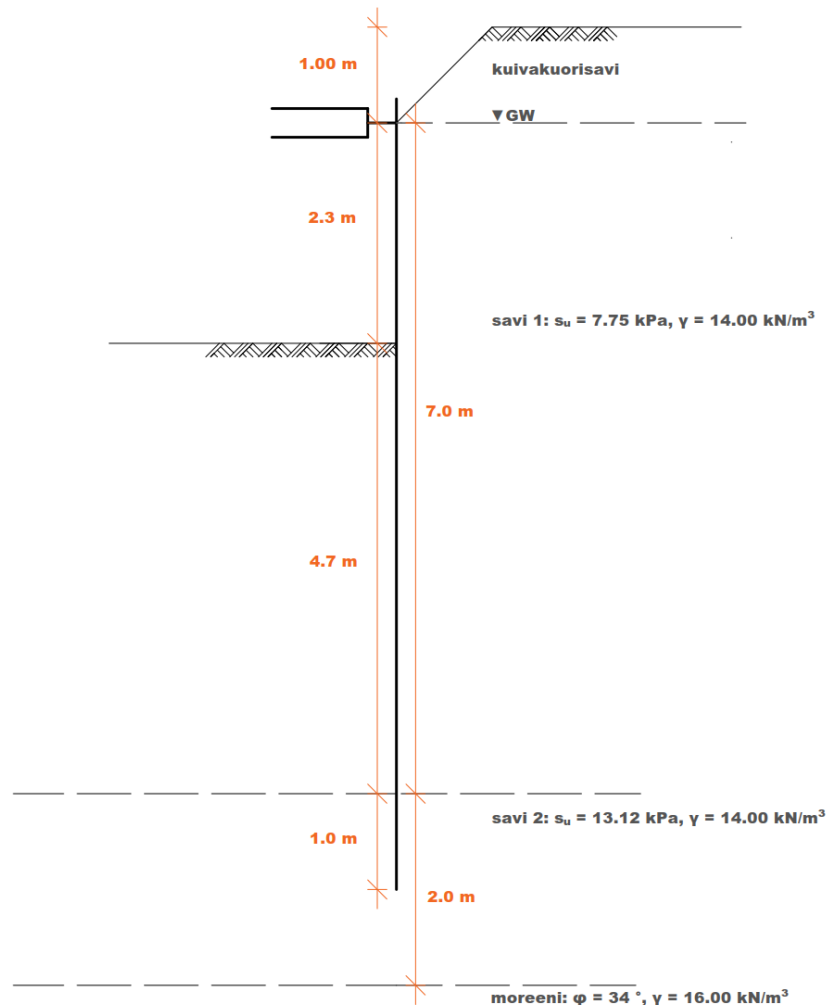
$$s_u = 15.913(1 - 1.053 \cdot 0.238) \approx 11.92 \text{ (kPa)}$$

Kuivakuorikerroksen RIL 207-2009:n menetelmän mukaan laskettu suljettu leikkauslujuus on 16.11 kPa. Saven tilavuuspainona käytettiin arvoa 14.00 kN/m³. Savikerrosten alla sijaitsevan kitkamaakerroksen lujuusparametrit määritettiin likimääräisesti painokairausdatan ja Tiehallinnon taulukoiden avulla. Tutkittavalta alueelta käytössä oli kolme painokairausdiagrammia, joista tutkittiin osuuksia, joiden arvioitiin olevan kitkamaakerroksessa. Puolikierrosmäärästä laskettu keskiarvo on 8,125 ≈ 8. Alkuperäisessä maaperäselostuksessa kitkamaakerros on arvioitu moreeniksi, jolloin kyseessä on hyvin löyhä moreenikerros. Koska tarkempaa tietoa kerroksesta ei ole käytössä, käytetään Tiehallinnon julkaisemia (taulukko 1) viitteellisiä arvoja $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 34^\circ$.

3.3.2 Laskennalliset tarkastelut

Laskelmat tehtiin kaivannolle, jossa oli käytetty kahdeksan metrin ponttipituutta, mutta ponttit eivät olleet ylettyneet moreenikerrokseen. Liukupinnan syntymisherkkyttä tutkittiin numeerisesti elementtimenetelmällä sekä perinteisin liukupintalaskelmin. Tämän jälkeen tutkittiin pidempien ponttien asennuksen aiheuttamia olosuhteita, joiden takia kaivannon tukikehikon palkki kuormittui yli teräksen myötörajan, ja tukiseinä liikkui kohti kaivantoa.

Kaivannon mitoitusta tutkitaan siten, että ensin suoritetaan laskennat ominaisarvoilla, jotta saadaan käsitys varmuuden suuruusluokasta. Tämä vaihe on hyödyllinen, kun tutkitaan kaivantoa jonka tiedetään sortuneen. Tällöin ominaisarvoilla laskettujen varmuuksien tulisi olla lähellä tai alle 1. Käsien laskentojen lisäksi kaivannon sortuma mallinnetaan FEM-ohjelmalla käyttäen SRM-menetelmää. Näin pystytään arvioimaan syntyneiden muodonmuutosten sijaintia maamassassa. Elementtimenetelmän tulosten perusteella kriittisimpien liukupintojen varmuus tarkistetaan lamellimenetelmin. Laskennassa käytetään RIL 207-2009:n mukaisia ominaisarvoja, jotka vastaavat Eurokoodin mukaan määritettyä varovaista keskiarvoa tilanteessa, jossa ominaisuuden COV-arvo tunnetaan. Ominaisarvoilla suoritettujen laskentojen lisäksi määritetään Pohjarakennusohjeiden sekä Eurokoodin mukaiset osavarmuuksilla lasketut eri mitoitustilanteiden varmuudet, joiden perusteella voidaan arvioida sortuman todennäköisyyttä.



Kuva 8 Kaivannon poikkileikkaus ja maalajirajat sortumakohdalla.

Käsinlaskennat perustuvat rajatasapainomenetelmään, jolloin oletetaan, että maanpaineiden ääriarvot ovat täysin kehittyneet koko seinän matkalta. Laskentatapauksessa ponttiseinän alapää ei ylettynyt kitkamaakerrokseen. Maanpaineet lasketaan suljetussa tilassa, jolloin kitkakulma $\varphi = 0$. Tällöin laskennassa käytetään kokonaistilavuuspainoja. Maan ja ponttiseinän välinen adheesio oletetaan nolllaksi, sillä kaivu alkoi melko pian ponttien asennuksen jälkeen. Tämä on eurokoodin suosittama käytäntö (RIL 207-2009). Maanpainekertoimet K_a ja K_p saavat arvon 1, ja maanpaineiden kaavassa suljettu leikkauslujuus sijoitetaan koheesio-termin paikalle. Tällöin $\sigma_a = \gamma \cdot h + p - 2 \cdot c$, ja $\sigma_p = \gamma \cdot h + p + 2 \cdot c$.

Ponttiseinän yläpään negatiivinen aktiivipaine asetetaan nolllaksi. Lisäksi oletetaan ponttiseinän ja maan välille $h = 2 \cdot c / \gamma$ syvyinen rako, jossa vaikuttaa vedenpaine. Esimerkissä kevennyskaivu on ulotettu n. 1 metri ponttiseinän yläpäästä (maanpinnasta). Laskennassa oletetaan, että maanpinnalla ei vaikuta työkon- eikä muuta kuormaa, mutta kevennyskaivu otetaan huomioon ns. yhdistettynä poikkileikkauksena RIL 194-1992 Putkikaivanto-ohjeen sivulla 61 esitetyllä tavalla.

Aluksi selvitetään lyöntisyvyyden riittävyys laskemalla kaatavan ja tukevan momentin suhde tukitason suhteen (kaava 28). Maanpainelaskelmilla kaatavan momentin suuruudeksi saadaan $M_a = 1898.09 \text{ kNm}$, ja tukevan passiivimomentin suuruudeksi $M_p = 1873.33 \text{ kNm}$. Näin ollen varmuus tukiseinän alapään siirtymisen suhteen on:

$$F = \frac{1898.09}{1873.33} = 0.99$$

Varmuus seinän alapään pyörähtämisen suhteen on riittämätön. Tällaiseen tilanteeseen voidaan päätyä, kun heikolle savikolle rakennettavan ponttiseinän alapää ei tukeudu tiiviimpään kerrokseen. Passiivipainetta ei muodostu riittävästi seinän alapään tukemiseen. Tällöin vain maan suljettu leikkauslujuus s_u sekä tilavuuspaino γ määrittävät maksimi kaivussyvyyden H ehdolla: $H \leq \frac{4 \cdot s_u}{\gamma}$, koska aktiivi- ja passiivipaineet kasvavat syvyyden mukaan samassa suhteessa (sekä aktiivinen- että passiivinen maanpainekerroin = 1). Mikäli syvällä savikolla, jonka lujuus ei kasva voimakkaasti syvemmälle mentäessä, tietyllä kaivussyvyydellä aktiivipaineen aiheuttama momentti on passiivimomenttia suurempi, ei ponttipituuden kasvattaminen paranna laskennallisesti vakavuutta, sillä nettomaanpaine jää aktiivipuolelle. Tällaisessa tilanteessa ainoa ratkaisu on valita ponttipituus siten, että seinän alapää tukeutuu tiiviimpään kerrokseen. Toinen vaihtoehto on rajoittaa kaivussyvyyttä.

Tukikehikkoon kohdistuva voima lasketaan maanpaineresultanttien avulla muodostetulla vaakasuuntaisella tasapainoehdolla

$$\sum F_{\rightarrow} = 0$$

Tukivoimaksi saadaan $T = 16.18 \text{ kN/m}$ ($= 16.18 \text{ N/mm}$). Tukikehikon palkkiin kohdistuva momentti $M = qL^2 / 8 = 16.18 \text{ kN/m} \cdot 8^2 \text{ m}^2 / 8 = 129.44 \text{ kNm}$. HE300B -palkin taivutuskestävyys käyttäen sallittua jännitystä 180 N/mm^2 ja taivutusvastusta $W_x = 1680 \text{ cm}^3 = 1680 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ on $(1680 \cdot 10^3 \text{ mm}^3) \cdot (180 \text{ N/mm}^2) = 302.4 \text{ kNm}$.

Kaksitukisessa palkissa vaikuttavaa jännitystä voidaan arvioida kaavalla:

$$\sigma = \frac{ql^2}{8W}$$

missä:

q = tasaisesti jakautunut kuorma
l = palkin pituus
W = palkin taivutusvastus

Kaavaa soveltaen saadaan:

$$\sigma = \frac{16.18 \frac{N}{mm} \cdot 8000^2 mm^2}{8 \cdot 1680 \cdot 10^3 mm^3} \approx 77.1 \frac{N}{mm^2}$$

Jännitys on alle tukirakenteille PKTO-97:ssä asetetun sallitun jännityksen raja-arvon 180 N/mm².

Varmuus kaivannon pohjan hydraulista murtumaa vastaan tarkistetaan RIL 194-1992:ssa esitetyllä kaavalla (31).

$$F = \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h_s + \frac{2 \cdot s_a \cdot D + 2 \cdot s_u \cdot (h_s - D)}{B}}{\gamma_w \cdot H_w} = \frac{(14.0 - 9.81) \cdot 6.7 + \frac{2 \cdot 0 \cdot 5.7 + 2 \cdot 7.75 \cdot (6.7 - 5.7)}{4.0}}{9.81 \cdot 2.3} = 1.42$$

Varmuus kaivannon pohjannousua vastaan tarkistetaan ensin RIL 181-1989:n mukaisella kaavalla (27). Hienorakeisen maan kantavuuskerroin N_c saadaan RIL 181-1989:ssä esitetystä taulukosta 12. Arvoksi valitaan 4.1, mikä vastaa olosuhteita, joissa leikkauslujuus voi häiriintyä esimerkiksi tärinän vaikutuksesta. Tämä on perusteltua, sillä savi sortumakohdalla on melko häiriintymisherkkää. Ponttiseinän ja maan väliin ei sen sijaan oleteta adheesiota. Varmuusluvaksi pohjan nousua vastaan saadaan F = 0.97:

$$F = \frac{N_c \cdot s_u + \gamma \cdot D + \frac{2 \cdot s_a \cdot D}{B}}{\gamma(H + D) + p} = \frac{4.1 \cdot 7.75 + 14.0 \cdot 5.7 + \frac{2 \cdot 0 \cdot 6.3}{4}}{14.0(2.3 + 5.7) + 3.48} = \frac{111.58}{115.48} \approx 0.97$$

Kaivannon pohjannousu tarkistetaan myös Putkikaivanto-ohjeessa esitetyllä kaavalla (RIL 194-1992) samoilla oletuksilla kuin aikaisemmin:

$$N'_b = \frac{\gamma \cdot (H + D) + q - \gamma \cdot D - \frac{2 \cdot s_a \cdot D}{B}}{s_u}$$

$$= \frac{14.0 \cdot (2.3 + 5.7) + 13.48 - 14.0 \cdot 5.7 - \frac{2 \cdot 0 \cdot 5.7}{4.0}}{7.75}$$

$$\approx 5.89$$

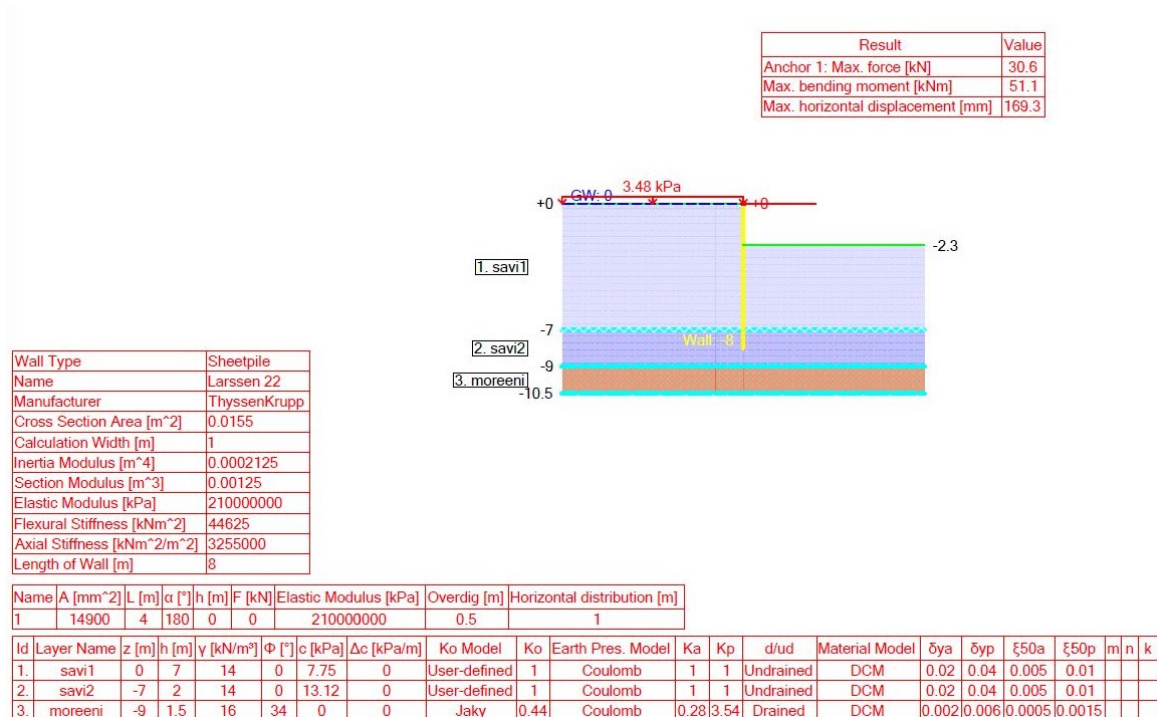
N'_{cb} ≈ 7 (nomogrammista)

$$F = \frac{N'_{cb}}{N'_b} = \frac{7.00}{5.89} \approx 1.19$$

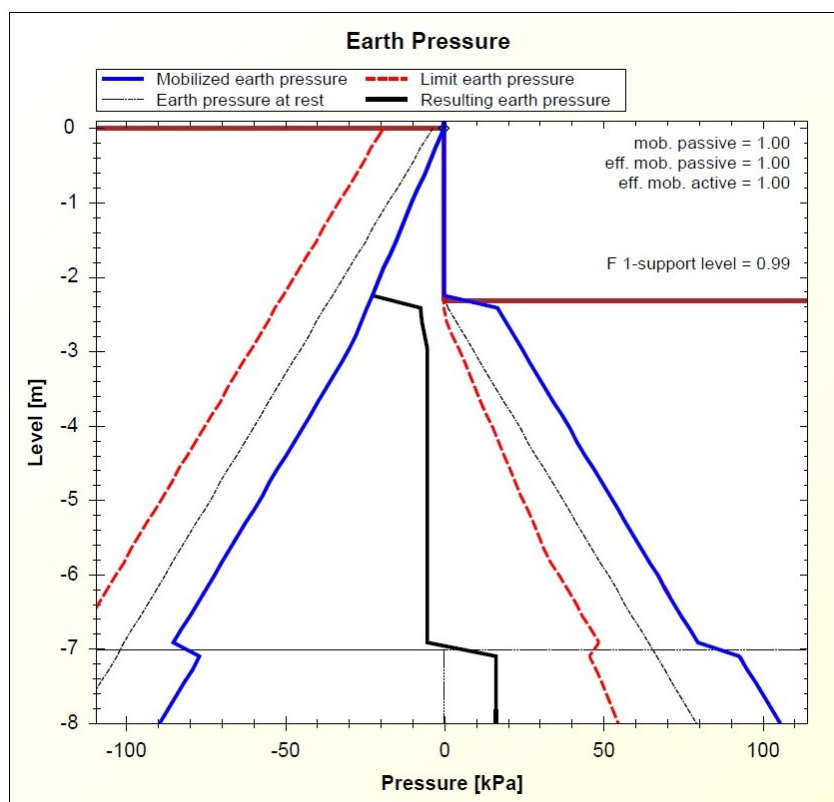
Nähdään, että RIL 181-1989:n kaava pienialaisen kaivannon pohjannousun tarkistamiseksi johtaa konservatiivisempaan mitoitukseen kuin RIL 194-1992:n kaava. Tämä johtuu siitä, että Putkikaivanto-ohjeen kaavan mitoituskestävyyden kantavuuskerroin N'_{cb} saa suuremman arvon kuin RIL 181-1989:n kaavan kantavuuskerroin N_c .

Vertailun vuoksi ponttiseinän alapään stabiliteetti laskettiin tilanteessa, jossa ponttiseinän alapää ylettyy 1,0 metrin verran savikon alapuolella olevaan kitkamaakerrokseen. Tilanne vastaa suunnitelmissa oletettua savikerroksen maksimipaksuutta: ”Maan pinnalla on noin 1m paksuinen kuivakuorisavikerros, jonka alla on paksuimmillaan 7 m savikerros.” Nytkin oletetaan, että kevennyskaivu yletetään 1,0 metrin syvyyteen kuivakuorikerrokseen. Muut oletukset ovat samat kuin aikaisemmassa tapauksessa. Ponttiseinän alapään vakavuudeksi saadaan $F = 1.55$, mikä on riittävä varmuus työnaikaiselle tukiseinälle.

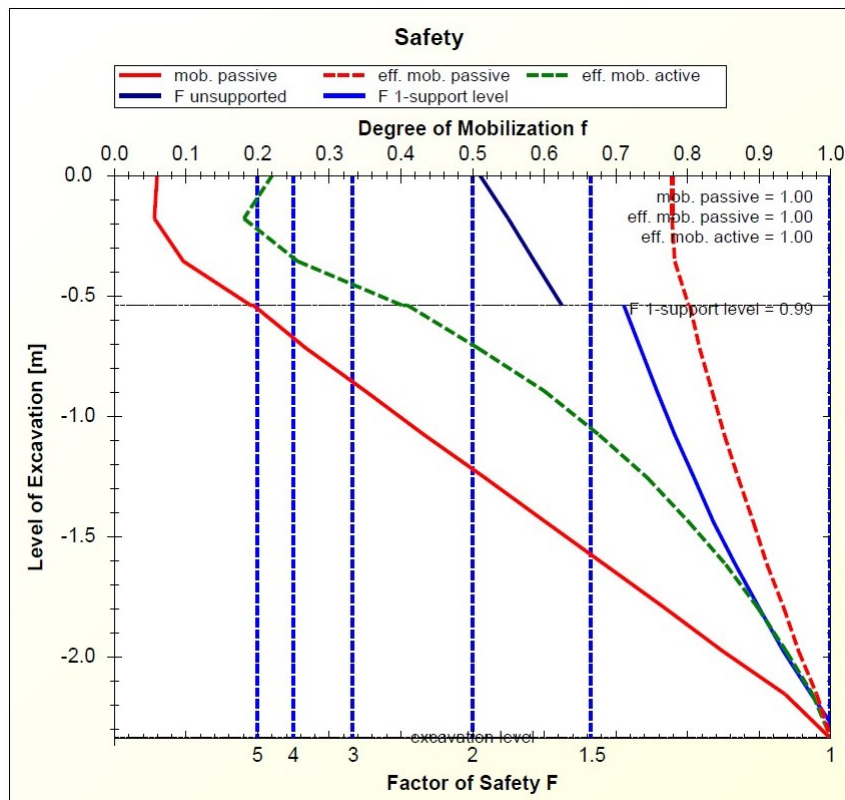
Tukiseinän alapään laskenta rajatilamenetelmällä tarkistettiin GeoCalc tukiseinäohjelmalla. Laskenta tehtiin siirtymäperusteisella DCM-mallilla, jolloin laskennan lähtötietoihin syötetään maanpaineiden 50% ja 100% mobilisaatioastetta vastaavat seinän siirtymät (Järvinen 2012). Nähdään, että lopullisella kaivutasolla sekä aktiivi- että passiivipaineet ovat saavuttaneet mobilisaatioasteen 1, mikä tarkoittaa, että varmuus on alle 1. Kokonaisvarmuudeksi GeoCalcilla ominaisarvoilla laskettaessa saadaan alkutilanteelle $F = 0.99$, mikä on sama tulos kuin käsin laskennalla saatu.



Kuva 9 GeoCalc -tukiseinäohjelman laskentatiedot.

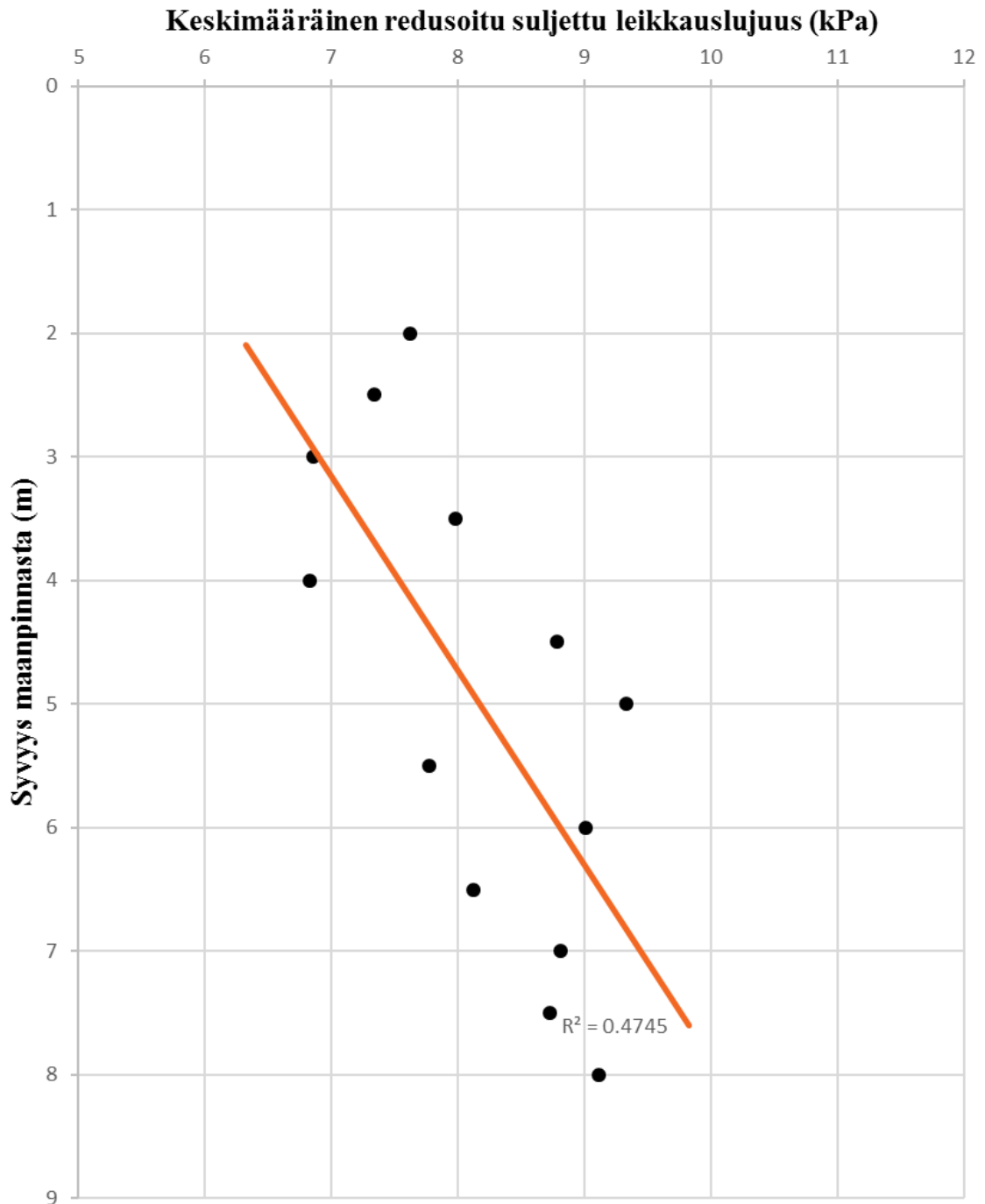


Kuva 10 GeoCalc -tukiseinäohjelmalla lasketut maanpainet. Sininen viiva kuvaa mobilisoitunutta maanpainetta ja musta viiva kuvaa nettomaanpainetta.



Kuva 11 GeoCalc -tukiseinäohjelmalla laskettu maanpainetien mobilisaatioaste ja varmuusluku kaivussyvyyden funktiona. Lopullinen varmuusluku $F = 0.99$.

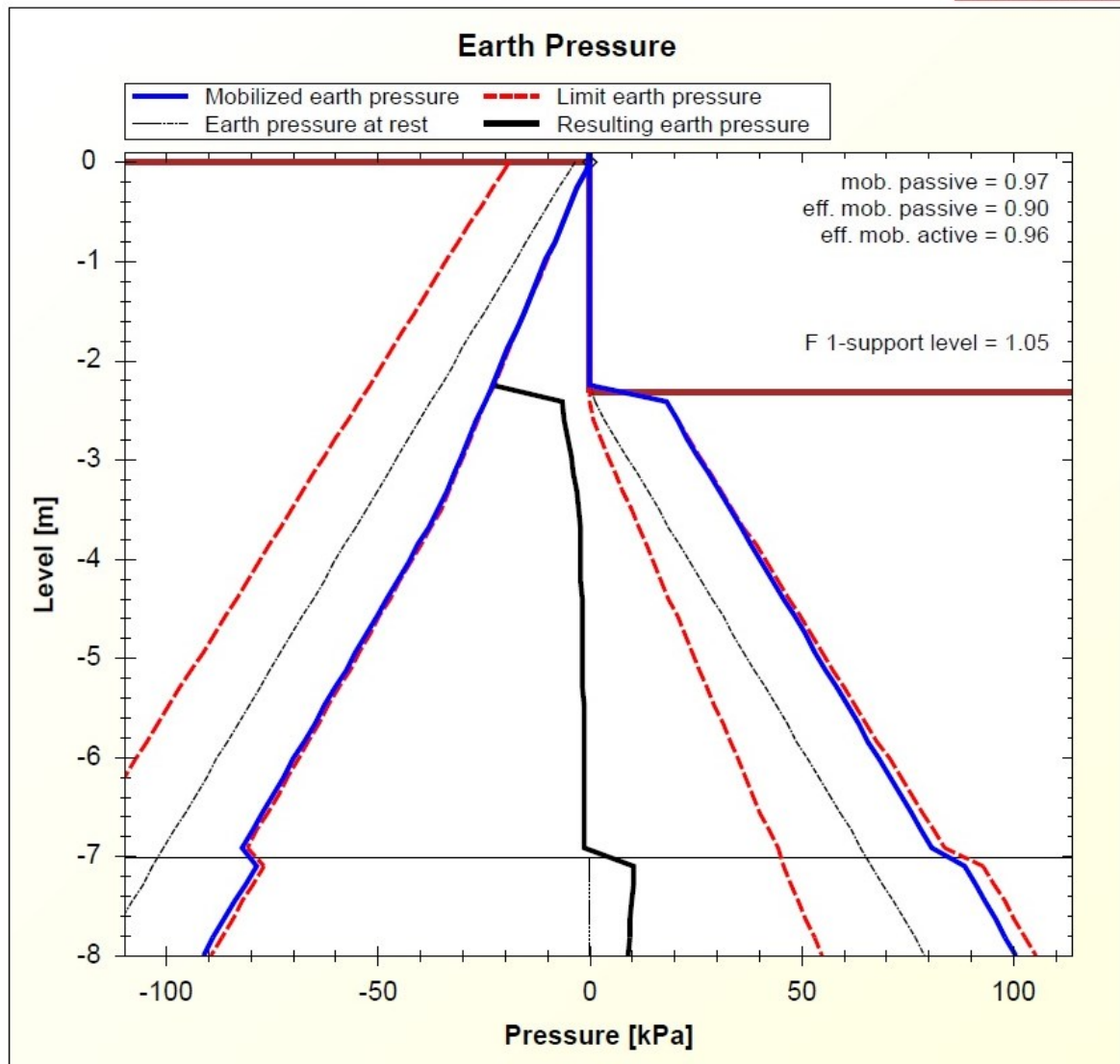
GeoCalc -ohjelmassa voidaan huomioida maaparametrin muutos syvyyden funktiona. Pehmeimmän savikerroksen suljettujen leikkauslujuuksien kerroskohtaisissa keskiarvoissa on nähtävissä pieni syvyyden mukaan kasvava trendi. Excelissä hajontakaavioon sovitettun regressiosuoran kulmakertoimen saa arvon 0.3019. Käytettäessä tätä arvoa paksuimman savikerroksen leikkauslujuuden muutosparametrina, saadaan varmuusluvuksi 1.05. Näin ponttiseinästä saadaan juuri ja juuri laskennallisesti stabiili.



Kuva 12 Kerroskohtaisen keskimääräisen suljetun leikkauslujuuden pistedataan sovitettu regressiosuora.

Calculation Graphs
Excavation Level -2.34 m

1/Sunnilaakso, 8 m pöytä
Sampo Salojärvi
GeoCalc 3.2 (29.03.2017 16:03)

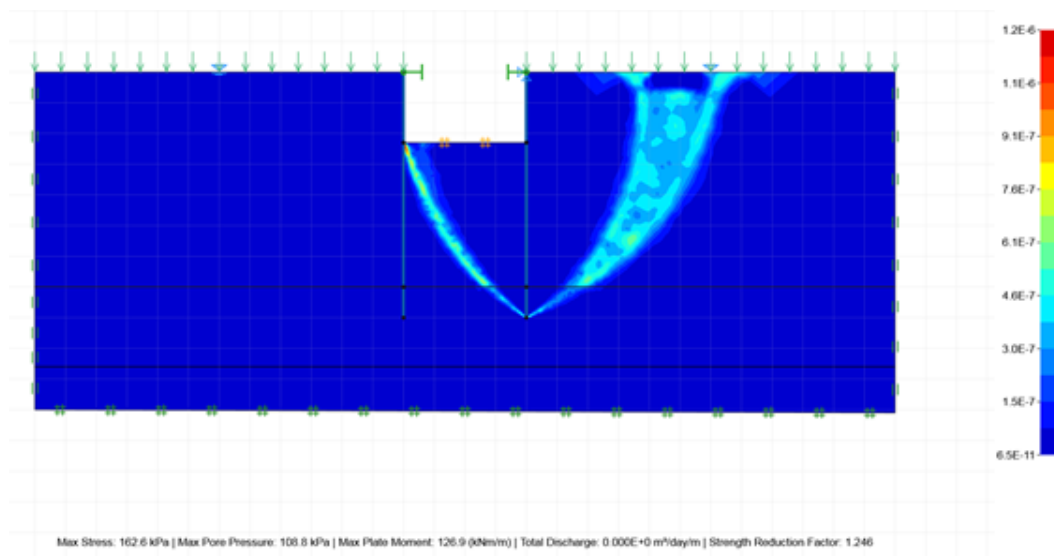


Kuva 13 GeoCalc -tukiseinäohjelmalla lasketut maanpaineet syvyyden mukaan kasvavan leikkauslujuuden tapauksessa. Varmuusluku $F = 1.05$. Nähdään kuitenkin, että mobilisoitunutta maanpainetta kuvaava sininen viiva kulkee lähellä mobilisaatioastetta 1 kuvaavaa punaista katkoviivaa, mikä tarkoittaa, että maanpaineissa ei ole juurikaan reserviä.

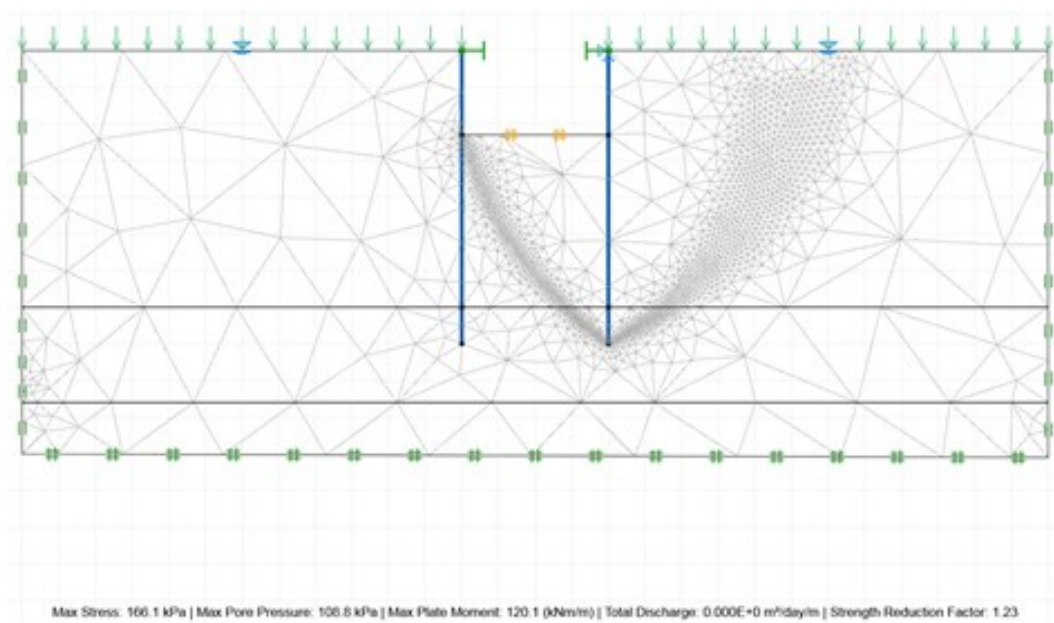
Viimeiseksi kaivannon kokonaisvarmuutta tarkasteltiin OPTUM G2 -FEM-ohjelman SRM -menetelmällä. Kuivakuorikerros ja työmaatie mallinettiin pintakuormana mallin yksinkertaistamiseksi. Alin kitkamaakerros mallinnettiin käyttäen Mohr-Coulomb -materiaalimallia. Pohjavedenpinnan alapuolisiin suljetun tilan kerroksiin käytettiin Tresca -materiaalimallia. Mohr-Coulomb -materiaalimallin mukaisille kerroksille oletettiin, että $F = G$, jolloin myötöehto $f(\sigma') = g(\sigma') = \tau - \sigma'_n \tan \Phi' - c' = 0$. Mohr-Coulomb -mallissa materiaalin myötäminen tapahtuu, kun leikkausvoima maa-alkiossa ylittää koheesioon ja kitkakulmaan perustuvan maan leikkauslujuuden. Tresca -materiaalimallissa maa-alkiolla oletetaan olevan pelkästään koheesiosta muodostuva suljettu leikkauslujuus, joka on jännitystilasta riippumaton. Plastisia tilavuudenmuutoksia ei oleteta myöskään tapahtuvan. Näin ollen materiaali-

malli soveltuu suljetun tilan muodonmuutosten arviointiin. Tresca -materiaalimallin myötö-funktio suljetun tilan koheesiomaalle on $F = 2\bar{\sigma} - 2c_u = 0$. Laskennassa käytettiin 4000:a elementtiä ja neljää iteraatiokierrosta.

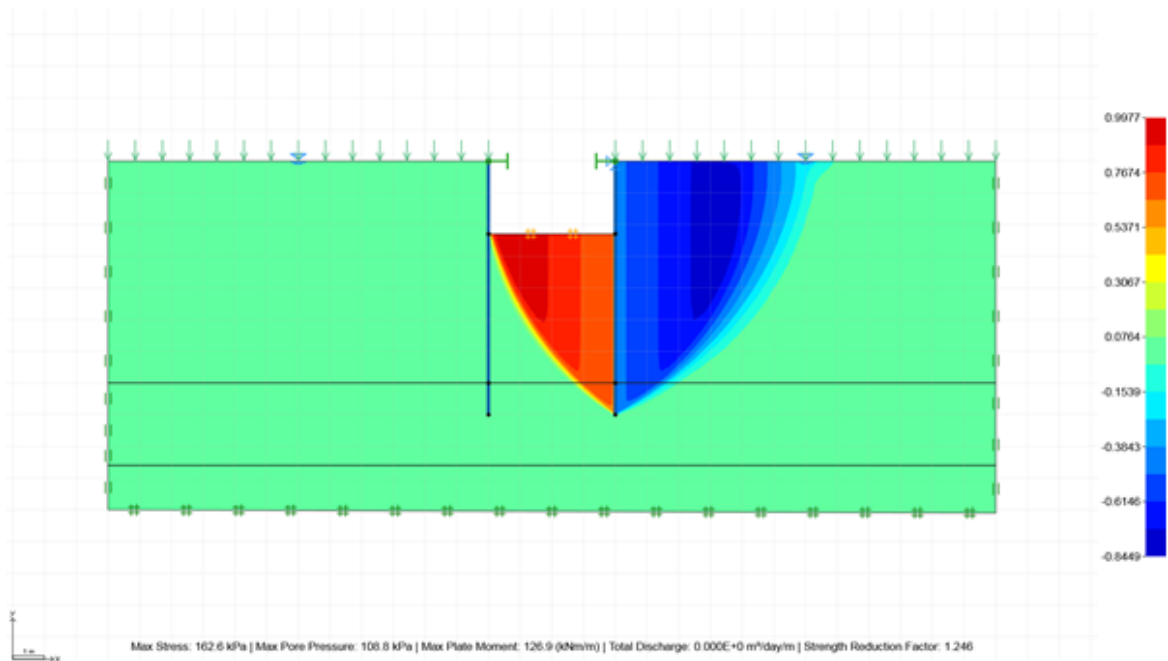
Plastisen muodonmuutoskertoimen jakaumasta voidaan arvioida liukupinnan geometriaa. Tulosten perusteella liukupinnan oikea (lähtö)piste sijaitsee todennäköisimmin 4-8 metrin päästä ponttiseinästä. Maaparametrien ”heikennyskertoimen” ylärajaksi saatiin 1.246, ja alarajaksi 1.230, mikä tarkoittaa, että varmuus liukupintasortumaa vastaan on näiden kertoimien välissä. Y-akselin suuntaisen siirtymän $u(y)$ jakaumasta puolestaan nähdään, että maa ponttiseinän takana painuu n. 0.8 metriä ja kaivannon pohja nousee 0.5 - 1.0 metriä. Tulos vastaa hyvin työmaalla havaittuja muodonmuutoksia.



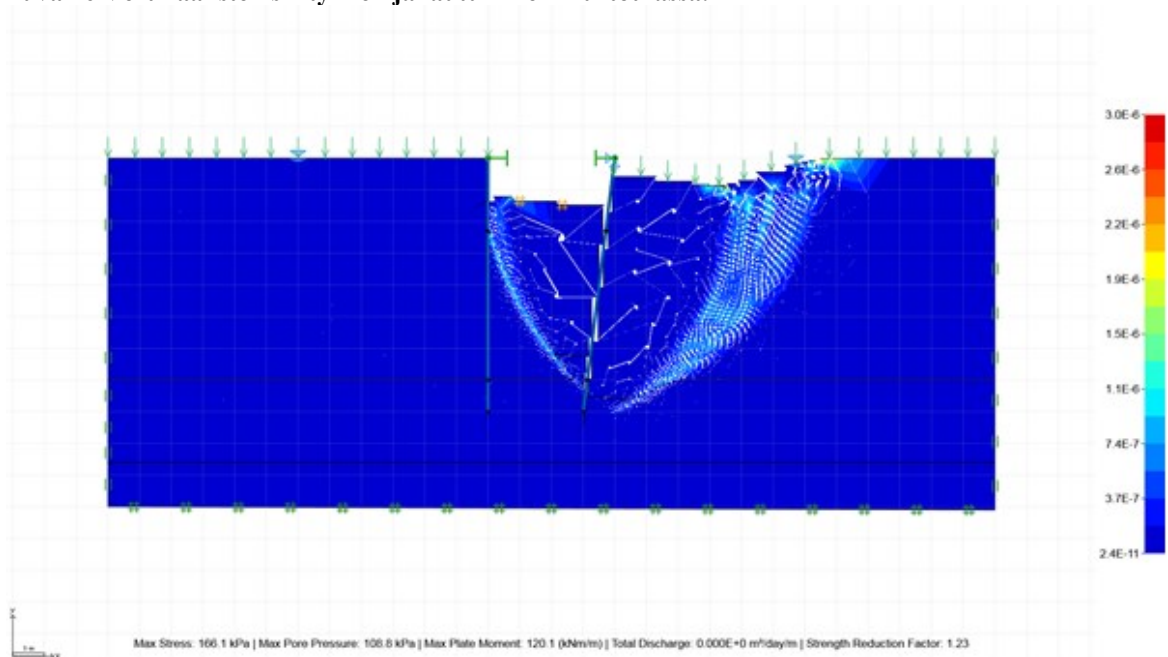
Kuva 14 Optum G2 -ohjelmalla määritetyt plastiset muodonmuutokset murtotilassa.



Kuva 15 Elementtiverkko murtotilassa.

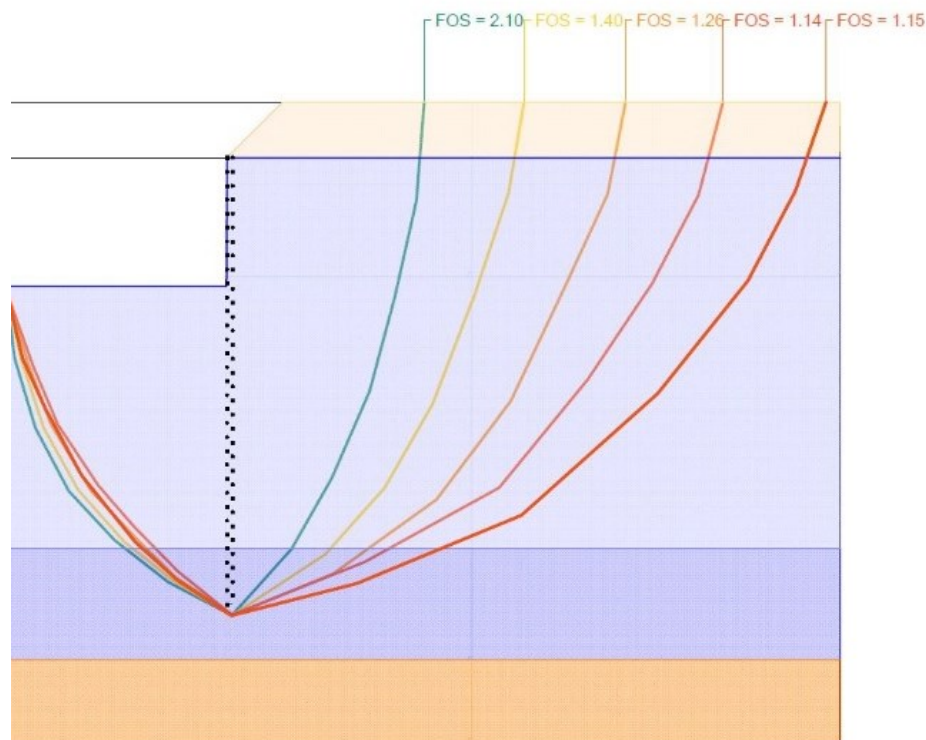


Kuva 16 Vertikaalisten siirtymien jakautuminen murtotilassa.



Kuva 17 Elementtiverkko muodonmuutosten jälkeen. Ponttiseinän alapää on siirtynyt ja maa painunut seinän ulkopuolelta. Kaivannon pohja on noussut.

Elementtimenetelmällä määritetylle murtoalueelle sovitettiin liukupintoja GeoCalc -ohjelmalla. Laskelmat tehtiin Janbun lamellimenetelmällä. Menetelmällä havaitulle vaarallisimmalle liukupinnalle saatiin varmuusluvuksi $FOS = 1.14$. Vaarallisin liukupinta sijaitsee n. 8 metrin päässä ponttiseinästä. Tulos tukee elementtimenetelmällä saatua tulosta, sillä lamellimenetelmällä saatu vaarallisin liukupinta sijaitsee likimain samassa kohdassa, missä elementtimallin murtoalueen raja.



Kuva 18 GeoCalc -liukupintaohjelman Janbu simplified -lamellimenetelmällä laskettuja liukupintoja. Pienin havaittu varmuusluku $F = 1.14$.

Lopuksi tarkasteltiin tilannetta, jossa uutta pidempää ponttiseinää asennettiin lyhyemmän seinän taakse kokonaisstabiliteetin parantamiseksi. Seinän asennuksen yhteydessä tukikehikolle tullut kuorma kasvoi niin suureksi, että tukipalkki vääntyi. Voidaan olettaa, että uusi pidempi ponttiseinä paransi kaivannon kokonaisstabiliteettia, mutta ponttiseinän asennus nosti vanhaan seinään kohdistuvaa aktiivipainetta, jolloin myös tukikehikon vastaanottama kuorma kasvoi.

Uusi pidempi ponttiseinä ylettyy moreenikerrokseen, jolloin seinän alapään stabiliteetti on riittävä. Ulomman ponttiseinän asennuksen aiheuttama tärinä huomioidaan nyt siten, että sisempään ponttiseinään kohdistuvaa aktiivipainetta korotetaan 25 % RIL 121-2004:n mukaisesti. Vaakastabiilisuusehdosta saadaan tukipalkin tukivoimaksi $T = 99.83 \text{ kN/m}$. Tällöin tukipalkkiin kohdistuva jännitys saa arvon 475 N/mm^2 , mikä on $475/180 = 2.6$ -kertainen sallittuun jännitykseen nähden. Näin ollen tukikehikko ei kestänyt ponttiseinän asennuksesta johtuvaa aktiivipaineen kasvua. Todellisuudessa tärinä voi vaikuttaa myös alkuperäiseen ponttiseinään kohdistuvaan passiivipaineeseen heikentävästi, jolloin tukipalkkiin kohdistunut jännitys on voinut olla vielä laskettua suurempi.

Taulukkoon 10 on koottu käsinlaskennan sekä GeoCalc-laskentojen tulokset kokonaisvarmuus- sekä osavarmuuslukumenetelmillä laskettuina. Tuloksista nähdään, että eurokoodin mukaiset osavarmuuslukumenetelmät tuottavat kaikista pienimmät varmuudet ja vastaavasti suurimmat mitoittavat tukireaktiot ja rasitukset. Mitoitustavalla DA2* varmuus kohdennetaan maan kestävyys siten, että ominaisarvoilla laskettu passiivipaine jaetaan maan kestävyys ja pysyvän kuorman osavarmuuslukujen tulolla. Kuormitusyhdistelmä 6.10 a) ei

ota huomioon muuttuvaa kuormaa, kun taas yhdistelmässä 6.10 b) muuttuva kuorma otetaan huomioon. Tällöin epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku on pienempi kuin yhdistelmässä 6.10 a). Tilanteessa, jossa ei ole muuttuvaa kuormaa, saadaan kuormitusyhdistelmällä 6.10 a) systemaattisesti matalampia varmuuksia. Laskentaohjelmia käytettäessä lasketaan ominaisarvoilla maanpaineet sekä tukireaktiot ja rasitukset, minkä jälkeen lasketut tukireaktioiden ja rasitusten ominaisarvot kerrotaan epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluvulla. GeoCalcilla laskettua varmuuslukua ($F = 0.99$) täytyy nyt verrata pysyvän epäedullisen kuorman ja maan kestävyys osavarmuuslukujen tulon määräämään varmuusluukuun, joka on maanpaineiden maksimimobilisaatioasteen käänteisluku. Kuormitusyhdistelmällä 6.10 a) vaadittu varmuus on $1.35 \cdot 1.5 = 2.03$, ja kuormitusyhdistelmällä 6.10 b) $1.15 \cdot 1.5 = 1.73$.

Pohjarakennusohjeiden sekä Putkikaivanto-ohjeen mukaisissa osavarmuuslukumenetelmissä maan suljettu leikkauslujuus jaetaan osavarmuusluvulla 1.3. Kuormiin ei kohdisteta osavarmuuksia. Erot menetelmien tuloksissa johtuvat siitä, että Putkikaivanto-ohjeen mukaisessa menettelyssä kaivannon reunalle oletetaan aina 10 kPa kuorma, jos määräävämpiä muuttuvia kuormia ei esiinny.

Taulukko 11 Kokonaisvarmuus- ja osavarmuuslukumenetelmillä lasketut varmuusluvut sekä tukivoimat ja rasitukset.

Laskenta	Kokonaisvarmuuslukumenetelmä	Osavarmuuslukumenetelmät		
Käsinlaskenta		RIL 194-1992	RIL 121-2004	Eurokoodi
Tukiseinän lyöntisyvyyden riittävyys	$F = 0.99$	$F = 0.78$	$F = 0.86$	$F = 0.51$ (6.10 a), $F = 0.60$ (6.10 b) DA2*
Kaivannon pohjan vakavuus	$F = 0.97$	$F = 0.91$	$F = 0.90$	
Varmuus hydraulista murtumaa vastaan	$F = 1.42$			$F = 1.00$
Tukipalkin tukireaktio (kN/m)	16.18 kN/m	112.38 kN/m	71.64 kN/m	269.58 kN/m (6.10 a), 201.26 kN/m (6.10 b) DA2*
GeoCalc				
Tukiseinän lyöntisyvyyden riittävyys	$F = 0.99$	$F = 0.79$	$F = 0.87$	0.99
Tukireaktio (kN/m)	30.6 kN/m	34.0 kN/m	30.5 kN/m	41.31 kN/m (6.10 a), 35.19 kN/m (6.10 b) DA2
Seinän maksimimomentti (kNm)	51.1 kNm	57.6 kNm	52.2 kNm	68.99 kNm (6.10 a), 58.77 kNm (6.10 b) DA2
Kaivannon kokonaisstabiileetti	$F = 1.14$	$F = 0.73$	$F = 0.8$	$F = 0.72$ DA3
Optum G2				
Kaivannon kokonaisstabiileetti	$F = 1.230$			

3.4 Johtopäätökset

Tutkittavasta tapauksesta löydetään monia ongelmia, joita kohdataan pehmeälle hienorakeiselle maalle tehtävän tuetun kaivannon yhteydessä. Tuetun kaivannon laskettu vakavuus on vahvasti riippuvainen määritetyistä maanpaineikertoimista sekä seinäkitkan määrästä. Suljetun tilan laskenta sekä oletus adheesion puuttumisesta johtaa selvästi hyvin pieniin varmuuk-

siin. Tapaus osoittaa, kuinka oleellista on pehmeällä savikolla, jolla lujuus ei juurikaan kehity syvemmälle mentäessä, ylettää pontit kitkamaakerrokseen. Vasta tällöin riittävä seinää tukeva passiivipaine pääsee kehittymään. Jos pontteja ei voida ylettää lujempaan maakerrokseen, tulisi ponttiseinän alapään stabiliteettia parantaa jollain muulla tavalla, esimerkiksi käyttämällä useampaa tukitasoa.

Suljetun tilan olosuhteissa adheesion puuttuessa ei ole merkitystä ponttipituuden kasvattamisella niin kauan, kun seinän alapää jää pehmeään kerrokseen, sillä tällöin vain kaivussyvyys ja suljettu leikkauslujuus määräävät riittävän vakavuuden. Tämä johtuu siitä, että suljetussa tilassa sekä aktiivisen- että passiivisen maanpainekertoimen oletetaan olevan 1.

Tutkitun seinän alapään vakavuuden varmuusluku on ykkösen molemmin puolin riippuen siitä, oletetaanko suljetun leikkauslujuuden kasvavan syvyyden mukaan lineaarisesti. Varmuus kasvaa merkittävästi jo pienellä tunkeutumisyyvytydellä kitkamaakerrokseen; kun oletettiin, että seinä upotetaan 1.0 metrin verran löyhään moreenikerrokseen, saadaan varmuusluvuksi jo 1.55, mikä on työnaikaiselle kaivannolle riittävä varmuus.

Jotta käytännössä tutkitun kaltaisilta tilanteilta välttyttäisiin, tulisi työselostuksessa ja suunnitelmissa ilmaista selkeästi, että pontit tulee ulottaa kitkamaakerrokseen pehmeän savikon alueilla. Tutkittavan tapauksen suunnitelma-asiakirjoista tämä ei käy suoraan ilmi. Urakkakyselyn aikaisessa pituusleikkauksessa useassa kohdassa arvioitu kitkamaakerroksen raja on myös huomattavasti syvemmällä kuin alueelle piirretty ponttipituus. Vasta sortuman jälkeen tehdyssä revisiossa syvempien savikoiden alueille on piirretty pidempi ponttipituus.

Myös pituusleikkauksen maakerrosrajoissa on aina epävarmuutta. Tämän epävarmuuden vaikutus voitaisiin häivyttää sillä, että pontit lyödään aina kovaan pohjaan asti. Käytännössä tämä ei kuitenkaan ole aina mahdollista. Tiiviin kerroksen rajaa ei välttämättä pystytä erottamaan kovinkaan tarkasti pontin asennuksen yhteydessä. Mikäli pehmeän savikon paksuus vaihtelee huomattavasti, kohdataan työtekniisiä haasteita oikean mittaisen ponttien valitsemisen vaikeuden takia.

Suhteellisen häiriintymisherkän savikon alueella myös valittu rakenne ja toteutus voi aiheuttaa epävarmuutta kaivannon stabiliteetin suhteen. Lyöntipaalaus ja toisaalta myös ponttien asennus aiheuttavat poikkeuksetta ainakin jonkinasteista maapohjan häiriintymistä tärinän takia. Häiriintymisen astetta ja sen vaikutusta kaivannon varmuuteen voi olla hankala arvioida suunnitteluvaiheessa. Vastuu maapohjan häiriintymisen ja liikkeiden havainnoimisesta onkin urakoitsijalla. Tauko tärinää aiheuttavien työvaiheiden ja kaivun välillä olisi hyödyllinen, jotta jonkinasteinen adheesio pontin ja maan välille kehittyisi. Tämä toisaalta joko hidastaisi työtä tai kasvattaisi tarvittavaa ponttimäärää, joten käytännössä tätä ei välttämättä voida pitää kilpailukykyisenä vaihtoehtona. Syvästabiloinnilla voidaan saavuttaa riittävä kantokyky rakenteelle ja samalla rakennuskaivantoa vakauttava vaikutus varsinkin silloin, kun stabilointikenttä ulotetaan seinän aktiivipuolelle.

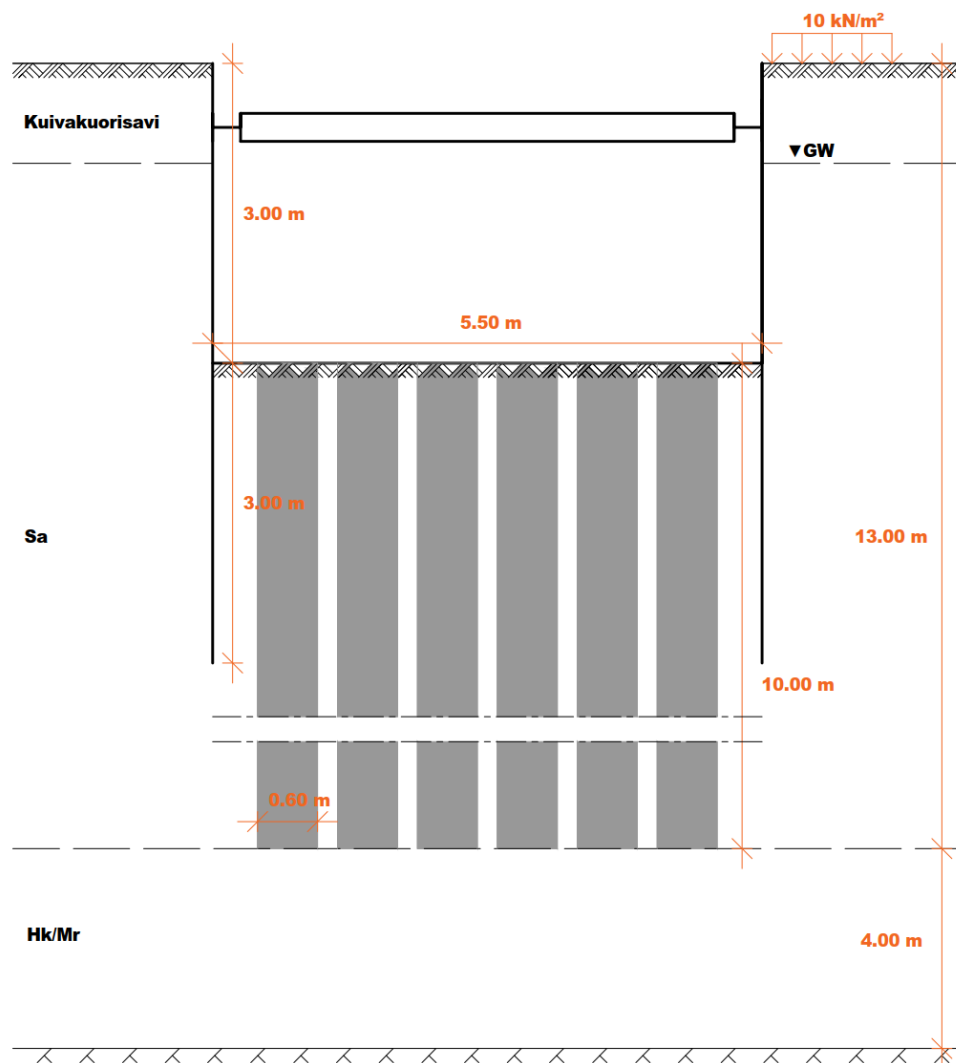
Maanpainneiden muutosten vaikutus tukipalkin jännitystilaan on suljetun tilan olosuhteissa merkittävä. Oletuksella, jonka mukaan tärinäkeskuksen lähellä aktiivista maanpainetta korotetaan 25%, saadaan tässä kohteessa tukipalkille jo selvästi sallitun jännityksen ylittämiseen tarvittava tukireaktio. Laskennassa ei huomioitu uuden ponttiseinän asennuskaluston aiheuttamaa räsistystä. Todellisuudessa kaivinkoneen aiheuttaman pintakuorman ja tärinän

yhdistelmän vuoksi tukipalkkiin kohdistui jonkin verran tässä työssä laskettua suurempi rasitus. Kun oletetaan, että palkin suurin sallittu jännitys on 180 N/mm^2 , on tukipalkkiin kohdistuva suurin sallittu tukivoima 37.8 kN/m . Tämä saavutetaan jo hyvin pienellä aktiivipaineen kasvulla. Kyseisessä tapauksessa palkkiin kohdistuva jännitys ylittyy, kun 8 m:n ponttiseinään kohdistuva aktiivipaine kasvaa 1.064 kertaiseksi eli 6.4 prosenttia. On kuitenkin huomattava, että käyttämällä korkeamman lujuusluokan terästä saadaan melko edullisesti varmuutta tukipalkin kestävyys. Nykyaikana kaivannon tuennassa useimmin käytetyt teräsladut kestävät suuremman jännityksen kuin 180 MPa .

Osavarmuuslukumenetelmillä saadut varmuusluvut vaihtelevat huomattavasti riippuen siitä, mihin varmuus kohdennetaan. Koska mitoitusavassa DA2* varmuus kohdennetaan seinää tukevaan passiivimaanpaineeseen, ollaan tilanteessa, jossa seinän lyöntisyvyyden kasvattaminen heikentää laskennallisesti seinän stabiliteettia, mikä ei vastaa todellisuutta. Tämän vuoksi esimerkiksi eurokoodin mukaan lasketut tukipalkin tukireaktiot ovat huomattavan suuria. Luultavasti realistisempi arvio tukireaktion suuruudesta saatiin GeoCalcilla laskettaessa, sillä tällöin varmuus kohdennetaan suoraan ominaisarvoilla laskettuun tukireaktioon.

4 Putkikaivannon tukiseinän siirtymä Vantaalla

Toinen tässä työssä tutkittava kohde on Vantaalla tapahtunut putkikaivannon tukiseinän siirtymä. Kyseessä on kolme metriä syvä ja 5.5 metriä leveä teräspontein tuettu putkikaivanto, joka oli tuettu sisäpuolelta HE280B -palkista hitsatuilla tukikehikoilla. Sortumakohdalla ponttipituudet oli valittu siten, että joka kolmas pontti oli 8 metriä pitkä ja loput pontit olivat 6 metriä pitkiä. Ponttipituus oli valittu työteknisistä syistä, sillä kaivannon yläpuolella kulki voimalinja. Putkikaivannon linjaus on pilaristabiloitu siten, että pilarikenttä jää ponttiseinien sisäpuolelle. Kaivantoon rakennettiin jätevesi-, vesijohto-, sekä hulevesiputket 150 mm:n teräsbetoniarinalle. Putkilinjan toteutussuunnitelman yhteydessä ei ole erillistä kaivanto-suunnitelmaa. Toteutussuunnitelman mukaan ponttiseinätuenta toteutetaan urakoitsijan suunnitelman mukaan, joka on hyväksytetty rakennuttajalla. Työselityksen mukaan kaivannon tukemisessa tulee noudattaa InfraRYL 2010:n kaivantojen tukirakenteita koskevia määräyksiä.



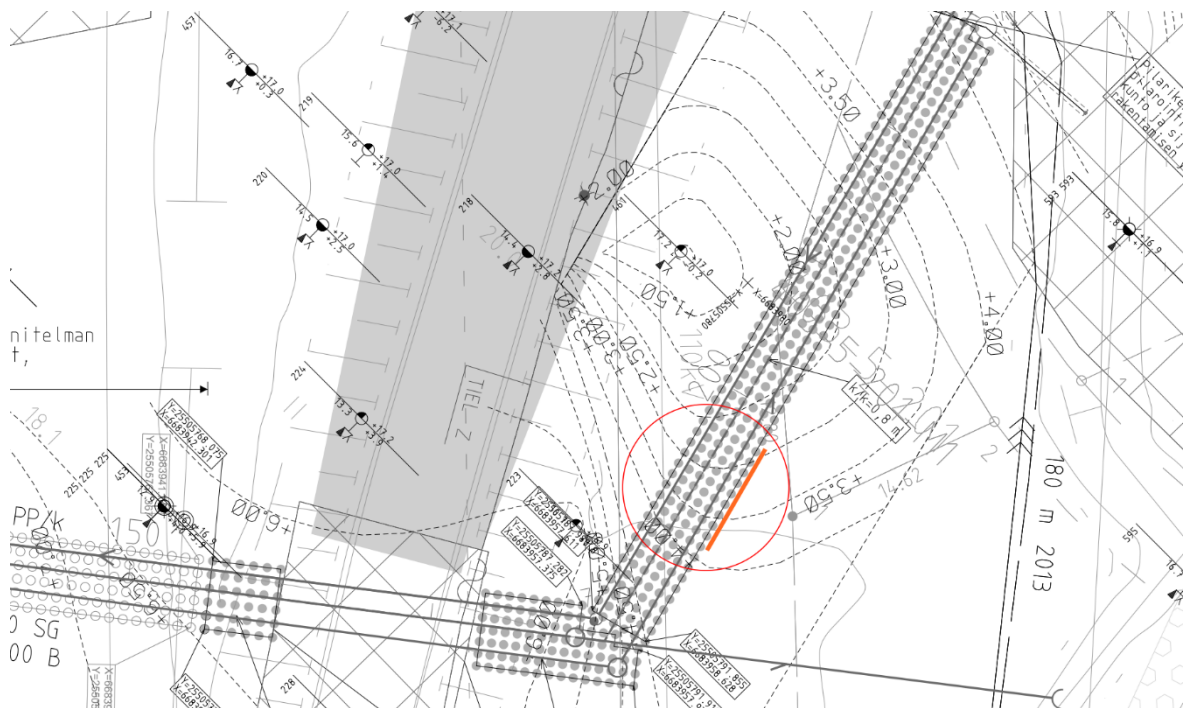
Kuva 19 Kaivannon poikkileikkaus ja likimääräiset maalajirajat.

Linjan pituusleikkauksen sekä sortumakohtaa lähellä olevan poikkileikkauksen perusteella sortumakohdalla on noin 13 metrin paksuinen kerros savea. Savikerroksen alla on n. 4 metriä paksu kerros moreenia, hiekkaa tai soraa.

Kaivannon maapohjan syvästabiloinnissa käytettiin sideaineena KC30:ä, mikä sisältää kalkkia ja sementtiä suhteessa 30/70%. Pilareiden halkaisija on 600 mm, ja sideaineen määrä on 150 kg/m^3 , tai 42.4 kg/m . Pilaristabiloinnin tavoiteleikkauslujuus on 75 kPa. Tavoiteleikkauslujuutta on tutkittu puristin-heijarikairauksin sekä pilarisiipikairauksin. Koestusraportin mukaan tutkitulla alueella n. 33%:ssa koestetuista pilareista havaittiin vähäisiä tavoiteleikkauslujuuden alituksia, ja n. 17 % pilareista havaittiin merkittäviä alituksia. Merkittävänä tavoiteleikkauslujuuden alituksena pidetään yli 30 % tavoiteleikkauslujuuden alitusta. Vähäisenä tavoiteleikkauslujuuden alituksena pidetään alle 30% tavoiteleikkauslujuuden alitusta. (Ramboll Finland Oy). Yksikään tavoiteleikkauslujuuden alituksista ei sijoitu tutkittavan kaivantosortuman alueelle. Lisäksi huolimatta siitä, että useissa yksittäisissä pilareissa esiintyy tavoiteleikkauslujuuden alituksia, aluekokonaisuus täyttää raportin mukaan asetetun tavoiteleikkauslujuuden koko pilarin pituudelta.

4.1 Tukiseinän siirtymä

Putkikaivannon toisen ponttiseinän alareuna siirtyi noin yhden metrin sisäänpäin kaivun yhteydessä. Tukikehikossa ei havaittu muodonmuutoksia. Korjaustoimenpiteenä kaivannon pohjalle asennettiin puupölköt, ja kaivanto täytettiin pienlouhella ja murskeella. Toimenpiteen avulla ponttiseinä siirtyi takaisin lähes alkuperäiselle paikalleen. Tämän jälkeen tukikehikkoa siirrettiin 1 metri alkuperäistä alemmaksi. Alun perin tukikehikko oli 0.5 metrin syvyydellä. Tukikehikon laskun jälkeen kaivu saatiin yletettyä tavoitetasoon ongelmitta. Kuvaan 20 on merkitty tutkittava kohta sekä siirtynyt ponttiseinä.



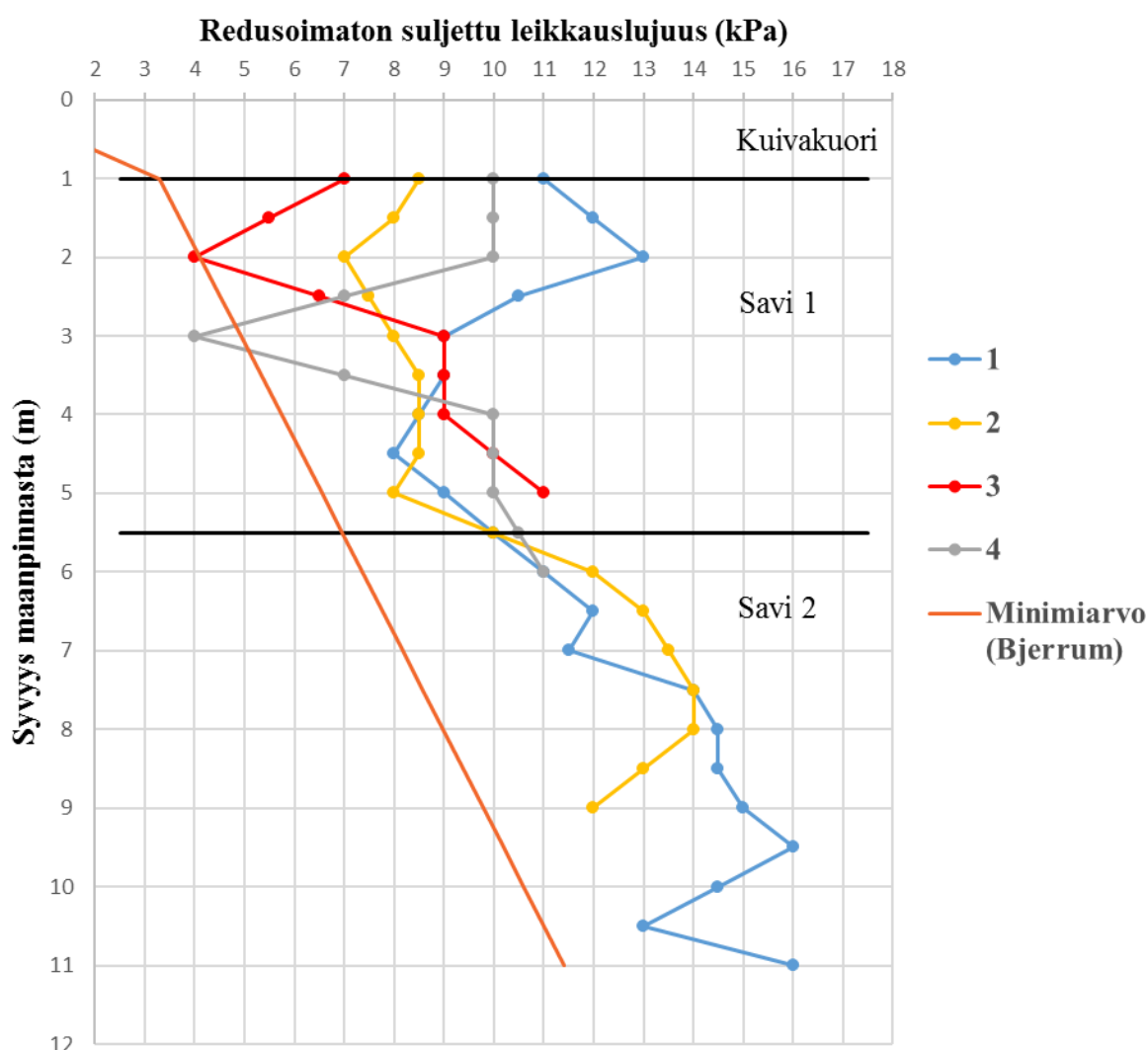
Kuva 20 Putkikanjan stabilointikartta. Kuvaan on merkitty sortumakohdan likimääräinen sijainti.

4.2 Kaivannon vakavuustarkastelut

4.2.1 Maaparametrien määrittäminen

Tutkittavalta 200 metrin putkilinjalta on käytössä neljä siipikairausta. Kairausten perusteella saven leikkauslujuus kasvaa melko voimakkaasti syvyyden mukaan. Kairaustulosten perusteella voidaan erottaa ylempi, hieman pehmeämpi savikerros, jossa kairaustulosten hajonta on suurempaa, sekä alempi, noin 6 metrin syvyydeltä alkava kerros, jonka suljettu leikkauslujuus on yli 12 kPa.

Kuvasta 21 nähdään, että muutama siipikairaushavainnoista on alle Bjerrumin menetelmällä määritetyn teoreettisen minimin. Tästä voidaan päätellä, että kaikki havaitut arvot eivät ole luotettavia. Ylemmässä kerroksessa havainnoista laskettu keskihajonta on myös suurempi kuin alemmassa kerroksessa. Vaikka alemmassa kerroksessa kairauspisteitä on vain kaksi, on näiden pisteiden havaintojen väliset erot melko pieniä.



Kuva 21 Siipikairalla havaitut redusoimattomat suljetut leikkauslujuudet.

Kerroksille laskettiin tilastolliset tunnusluvut sekä suljetun leikkauslujuuden ominaisarvot RIL 207-2009:n, Eurokoodin, sekä Schneiderin approksimaation mukaisilla menetelmillä.

Taulukko 12 Kerroksille lasketut tilastolliset tunnusluvut.

Kerros	n	\bar{x}	SD(x)	SD(\bar{x})	COV(x)
1	39	8.769	1.895	0.303	0.216
2	19	13.395	1.533	0.352	0.114

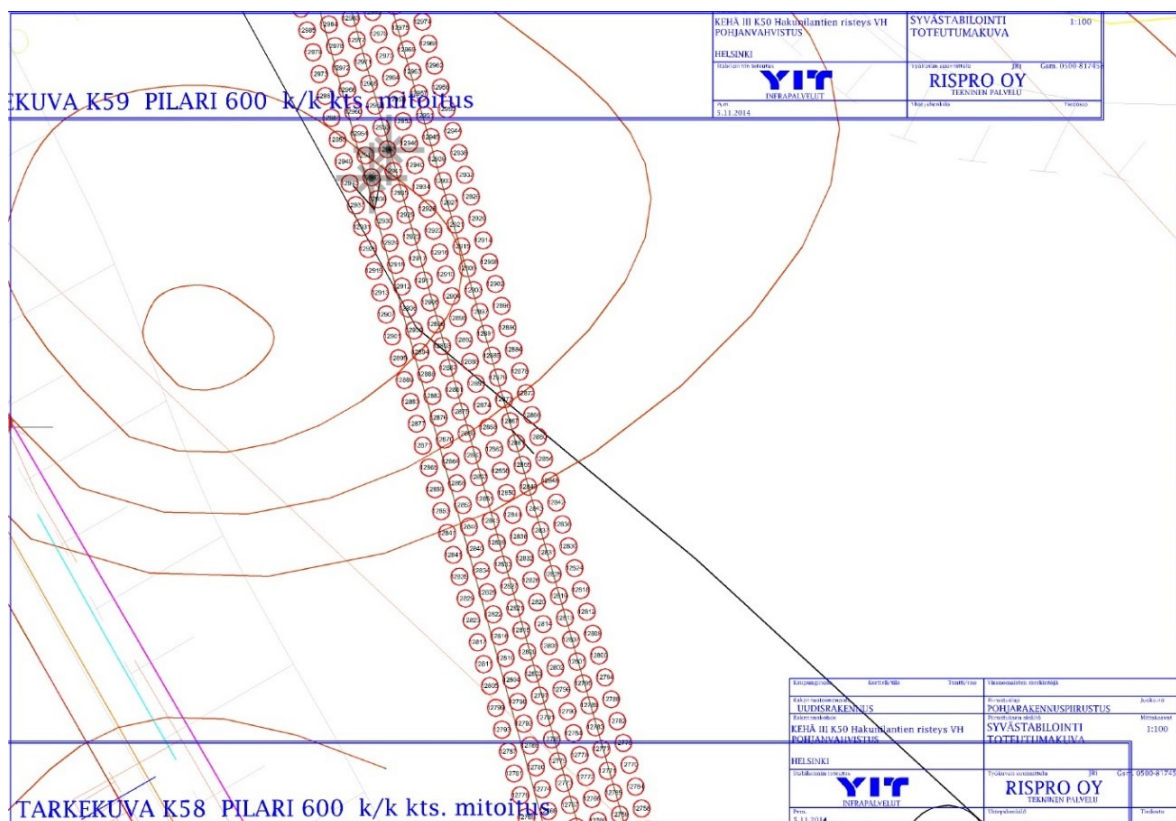
Taulukko 13 Kerroksille määritetyt suljetut leikkauslujuudet (kPa) RIL 207-2009:n, Eurokoodin, sekä Schneiderin approksimaation mukaisilla menetelmillä.

Kerros	RIL 207-2009	Eurokoodi (COV ei tunnettu)	Schneiderin approksimaatio
1	8.27	8.25	7.82
2	12.82	12.76	12.63

4.2.2 Laskennalliset tarkastelut

Ponttiseinän alapään siirtymä yhdeltä tasolta tuetun kaivannon tapauksessa viittaa siihen, että valitulla ponttipituudella tasapainoa ylläpitävää passiivipainetta ei ole kehittynyt riittävästi, ts. valittu ponttipituus on ollut liian lyhyt, ja seinä on pyörähtänyt tukitason ympäri. Valituilla ponttien pituuksilla seinän alapää on jäänyt savikerrokseen.

Seinän alapään stabiileettia tutkittiin aluksi momenttitasapainolaskelmin. Ensin kaivannon sisäpuolisen pilaristabiloinnin maata lujittava vaikutus otettiin huomioon siten, että passiivipuolella olevan maan suljettuna leikkauslujuutena käytettiin stabiloimattoman ja stabiloidun maan leikkauslujuuksien tilavuuksilla painotettua keskiarvoa. Tämän jälkeen tarkistettiin seinän alapään stabiileetti ilman stabiloinnin lujittavaa vaikutusta. Momenttitasapaino määritettiin myös tilanteessa, jossa tukipiste on 1.0 m alkuperäistä alempana.



Kuva 22 Pilarikentän tarkekuva sortumakohdan läheltä.

Ensin lasketaan seinän alapään stabiliteetti käyttämällä passiivipuolella suljettuna leikkauslujuutena stabiloidun ja stabiloimattoman maan tilavuuksilla painotettua keskiarvoa. Pilaristabiloinnin toteumakuvan mukaan putkilinjalla 600 mm:n pilareita on 6 kpl vierekkäin k/k -mitalla 800 mm. Tällöin pilareiden väliin jää pienimmillään 200 mm:n stabiloimaton maakaista. Koska kaivanto on 5.5 metriä leveä, on stabiloidun maan tilavuuden osuus koko passiivipuolen maan tilavuudesta (nk. pilarisuhde):

$$a = \frac{A_p}{A_p + A_m} = \frac{6 \cdot \pi \cdot 300^2}{5500 \cdot (600 + 200)} \approx 0.386 = 38.6 \%$$

Maan keskimääräinen leikkauslujuus saadaan kaavalla (Liikennevirasto 2010):

$$s_u = a \cdot \tau_{pil} + (1 - a) \cdot \mu \cdot s_u \quad (43)$$

missä:

a	= pilarisuhde
τ_{pil}	= pilarin leikkauslujuus
s_u	= pohjamaan leikkauslujuus
μ	= redusointikerroin

Redusointikertoimen μ arvon määrää pilarin leikkauslujuuden ja pohjamaan leikkauslujuuden suhde. Suhteella $75/8.27 \approx 9$ redusointikerroin saa arvon 0.72 ja suhteella $75/12.82 \approx 5.85$ arvon 1. Kun oletetaan, että stabiloidun maamassan suljettu leikkauslujuus on kauttaaltaan 75 kPa, on passiivipuolen savikerrosten leikkauslujuudet seuraavat (käytetään RIL 207-2009:n mukaisia ominaisarvoja stabiloimattomalle savelle):

Kerros 1:

$$s_u = (0.386 \cdot 75 + (1 - 0.386) \cdot 0.72 \cdot 8.27) \text{ kPa} \approx 32.61 \text{ kPa}$$

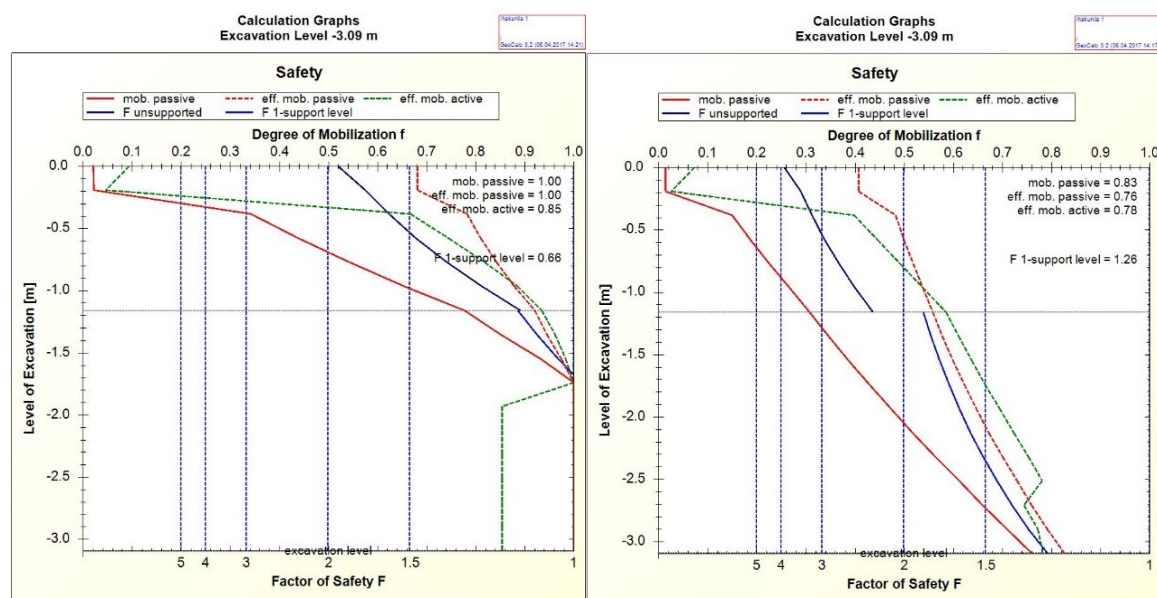
Kerros 2:

$$s_u = (0.386 \cdot 75 + (1 - 0.386) \cdot 12.82) \text{ kPa} \approx 36.82 \text{ kPa}$$

Mitoituksessa käytetään samoja periaatteita kuin aikaisemmin. Maanpaineet määritellään suljetun tilan mukaisesti, maanpainekertoimet saavat arvon 1, ja ponttiseinän ja maan välille ei oleteta adheesiota. Lisäksi ponttiseinän yläosaan alueelle, jossa aktiivipaine saa negatiivisen arvon, oletetaan rako jossa vaikuttaa vedenpaine. Kaivannon reunalle oletetaan 10 kPa:n pintakuorma, mikä vastaa n. 200-250 kN:n painoisen kaivinkoneen aiheuttamaa kuormitusta.

Kun stabiloinnin lujittava vaikutus otetaan huomioon, käsin ominaisarvoilla laskettu ponttiseinän alapään varmuusluku on 1.31. Kun lasketaan tukiseinän alapään varmuus ilman passiivipuolen stabiloinnin lujittavaa vaikutusta, saadaan ominaisarvoilla laskettaessa varmuudeksi ainoastaan $F = 0.68$. Kun lasketaan tukiseinän alapään varmuus ilman passiivipuolen lujittavaa vaikutusta tapauksessa, jossa tukitasoa lasketaan 1.0 metri aikaisempaa alemmas, saadaan varmuusluvuksi $F = 0.71$, eli varmuus paranee hieman. Kun stabiloinnin lujittava vaikutus otetaan huomioon, tukitason lasku nostaa varmuusluvun 1.35:een aikaisemmasta $F = 1.31$:stä.

Stabiliteetti laskettiin GeoCalc -tukiseinäohjelmalla sekä ilman stabiloinnin lujittavaa vaikutusta että stabiloinnin kanssa. Ilman stabiloinnin vaikutusta laskettu varmuusluku on 0.66, eli hieman käsin laskennasta saatua pienempi. Stabilointi mallinnettiin GeoCalc -ohjelmassa määrittämällä kaivannon puoleisille savikerroksille suurempi suljettu leikkauslujuus Liikenneviraston ohjeiden mukaisella kaavalla. Nyt saatu varmuusluku $F = 1.26$ ja passiivimaanpaineen mobilisaatioaste 0.83. Kun tukitasoa lasketaan 1.0 metri aikaisempaa alemmaksi, saadaan varmuudeksi $F = 1.31$.

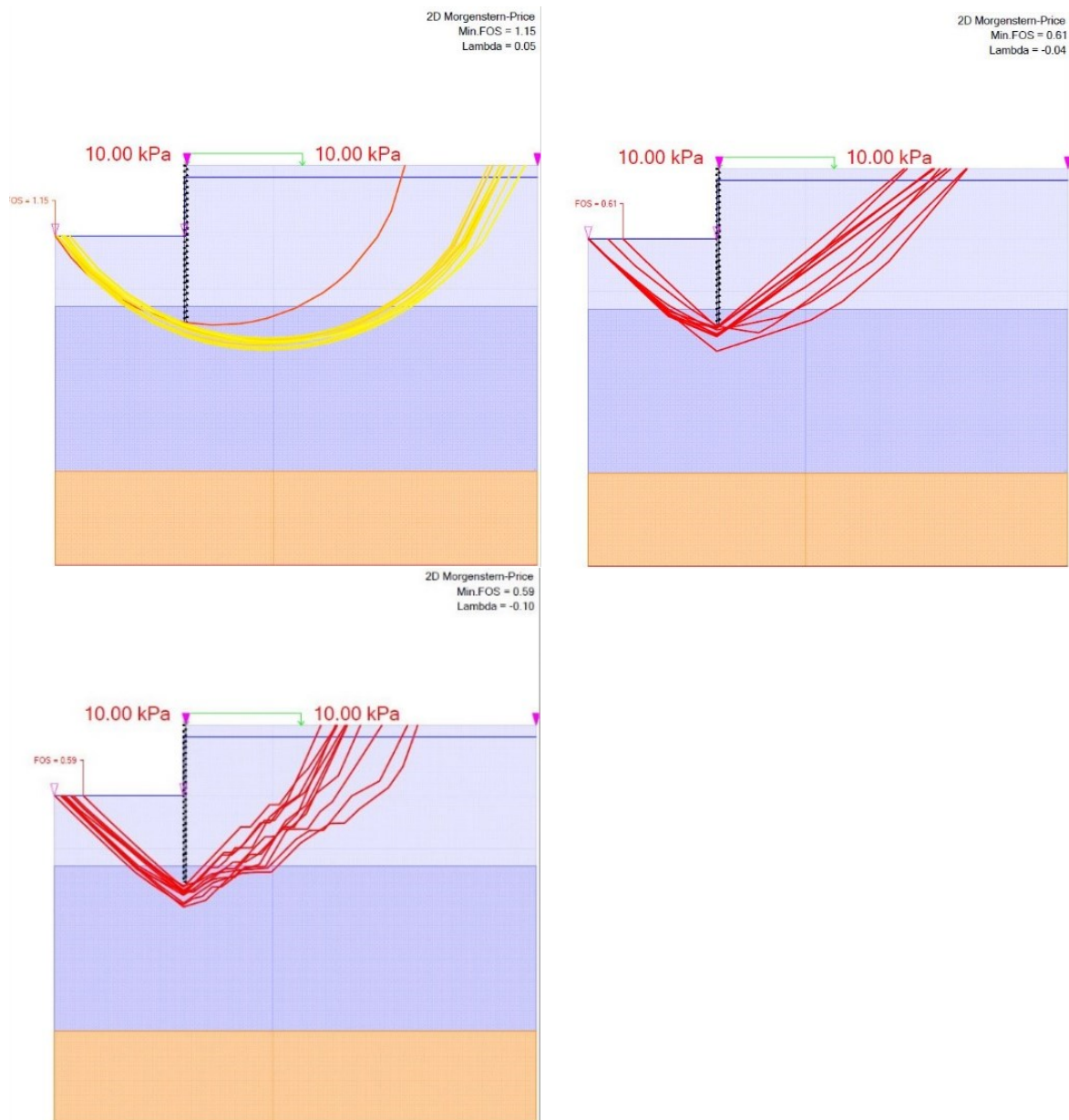


Kuva 23 GeoCalc -tukiseinäohjelmalla lasketut varmuusluvut ja maanpaineiden mobilisaatioasteet ilman stabiloinnin vaikutusta (vasen kuvaaja) ja stabiloinnin vaikutus huomioon ottaen (oikea kuvaaja).

Liikenneviraston syvästabiloinnin suunnitteluohje (Liikennevirasto 2010) ei ota suoraan kantaa yksittäisten pilareiden käyttöön tuetun kaivannon stabiliteetin parantamisessa. Sen mukaan kuitenkin luiskien ja kaivantojen vahvistamisessa pilarointi ei ole kovinkaan varma menetelmä, sillä liukupinnat hakeutuvat pilaroinnin heikoimpiin kohtiin. (Liikennevirasto 2010). Tämä voi johtaa vaaratilanteisiin tapauksissa, joissa varmuus ilman pilarointia on heikko. Tutkittavassa tapauksessa seinän alapään varmuus on heikko ilman että otetaan huomioon passiivipuolen stabilointia, jolloin suunnittelussa on oletettu pilareiden lujittavan vaikutuksen parantavan seinän alapään vakavuutta. Kuitenkin Liikenneviraston ohjeen mukaan luiskien tapauksissa yksittäisten pilareiden käyttö stabiliteetin parantamiseen ei ole suositeltavaa, vaan pilareista tulisi tehdä yhtenäisiä seinärakenteita. Tätä tukee myös aikaisempi Tielaitoksen selvitys (Nikkinen 2000), jonka mukaan stabiloimattoman penkereen vakavuuden ollessa alle 1.0, leikkausalueelle tulevat pilarit tulee sijoittaa riveihin tai verkoksi. Tutkittava tilanne on hieman kyseenalainen, sillä syvästabilointia ei oltu toteutettu ensisijaisesti kaivannon lujittamiseksi, vaan putkilinjan perustuksen osaksi. Toisaalta vanhemman Putki-kaivanto-ohjeen ohjeistuksen mukaan pilaristabilointi voidaan tehdä myös vain kaivannon pohjan leveydelle, jolloin stabilointi tukee tukiseinän alapäitä (RIL 194-1992). Ohjeesta ei kuitenkaan käy ilmi, tuleeko pilarointi toteuttaa yhtenäisenä rakenteena silloin kun sen tarkoitus on tukea tukiseiniä.

Kaivannon kokonaisvakavuutta tarkasteltaessa käytetään hyväksi Liikenneviraston Syvästabiloinnin suunnitteluohjetta (Liikennevirasto 2010). Sen mukaan stabiloidun rakenteen vakavuustarkasteluissa tulee ottaa huomioon pilareiden sijainti liukupinnan keskipisteen suhteen, sillä passiivipuolella oleville pilareille tulee lähinnä sivusuuntaisia kuormia tai vetoa, mitä pilarit kestävät huonosti. Ohjeen mukaan passiivipuolen yksittäisten pilareiden vaikutusta leikkauslujuuteen ei oteta huomioon, jolloin maan leikkauslujuus passiivipuolella on sama kuin stabiloimattoman maan redusoitu suljettu leikkauslujuus. Näin ollen kaivannon liukupintalaskelmassa passiivipuolen savelle käytetään samaa suljettua leikkauslujuutta kuin aktiivipuolen savelle.

Vaarallisinta liukupintaa haettiin GeoCalc -stabiliteettiohjelmalla käyttämällä Morgestern-Price menetelmää. Geometriaan sovitettiin pyöreitä-, suoria-, sekä vapaamuotoisia liukupintoja. Nähdään, että liukupinnan muoto vaikuttaa huomattavasti vaarallisimman liukupinnan stabiliteettiin, sillä ympyräliukupintaa käytettäessä matalin varmuusluku on 1.15, kun se on suorilla liukupinnoilla 0.61 ja vapaamuotoisilla ainoastaan 0.59 (kuva 24). Millä tahansa liukupinnan muodolla kokonaisvarmuus jää joka tapauksessa alle vähimmäisvaatimuksen, kun pilareiden passiivipuolta lujittavaa vaikutusta ei oteta huomioon.



Kuva 24 GeoCalc-stabiliateettiohjelmalla määritettyjä liukupintoja. Kuviin merkitty kullakin liukupinnan muodolla löydetty pienimmän kokonaisvarmuuden omaava liukupinta.

Seuraavaksi varmuusluvut määritetään RIL 194-1992 Putkikaivanto-ohjeen, RIL 121-2004 Pohjarakennusohjeiden sekä Eurokoodin mukaisilla osavarmuuslukumenettelyillä. Tukiseinän lyöntisyvyyden riittävyyden laskennassa otetaan huomioon stabiloinnin lujittava vaikutus, mutta kokonaisvakavuuden laskennassa passiivipuolen maalle käytetään samaa leikkauslujuutta kuin aktiivipuolelle. Taulukkoon 14 on kerätty eurokoodin mukaisilla osavarmuuslukumenetelmillä laskettuja varmuuksia eri mitoitusilanteissa.

Taulukko 14 Eurokoodin mukaisilla osavarmuuslukumenetelmillä laskettuja varmuuslukuja. Mobilisaatioasteen kohdalla sulkuihin merkitty suurin sallittu mobilisaatioaste. Jos laskettu mobilisaatioaste on tätä pienempi, varmuus on riittävä.

Laskenta	Laskennan tulokset			
	Tukitaso h = 0.5 m		Tukitaso h = 1.5 m	
	6.10 a)	6.10 b)	6.10 a)	6.10 b)
Käsinlaskenta: lyöntisyvyyden riittävyyden kokonaisvarmuus (min. F = 1.00)	F = 0.75	F = 0.73	F = 0.77	F = 0.76
GeoCalc: maanpaineiden mobilisaatioaste	0.73 (max. 0.49)	0.83 (max. 0.58)	0.72 (max. 0.49)	0.81 (max. 0.58)
GeoCalc: kaivannon kokonaisvakavuus (min. FOS = 1.00)	FOS = 0.36			

4.3 Johtopäätökset

Seinän alapään vakavuus ilman stabiloinnin lujittavaa vaikutusta on ollut valitulla ponttipituudella heikko. Tämän takia pilareille kohdistunut sivusuuntainen kuorma on ollut merkittävä. Siipikairausdiagrammien perusteella hieman pidemmällä ponttipituudella oltaisiin saavutettu syvyys, jossa saven suljettu leikkauslujuus olisi kasvanut voimakkaasti. Tällöin seinän alapään stabiliteetti olisi ollut parempi.

Poikittaisiksi lamelleiksi sijoitetuilla pilarirakenteilla voidaan tukea tukiseinän alapäätä (Liikennevirasto 2010), mutta suunnitteluohjeiden mukaan yksittäisten pilareiden tukeva vaikutus on heikko. Myös syvästabilointistandardin SFS-EN 14679 mukaan silloin, kun stabiloinnilla on tarkoitus varmistaa stabiliteetti, pilarit sijoitetaan tavallisesti seiniksi, jotka ovat kohtisuorassa oletettua murtopintaa vastaan (SFS-EN 14679 2005). Syvästabilointi on kuitenkin perusteltua ottaa huomioon tukiseinän alapään stabiliteettia määritettäessä, sillä pilareiden ansiosta tukeva passiivimaanpaine mobilisoituu pienemmällä seinän siirtymällä. Tukiseinän raportoitu siirtymä (n. 1 metri kaivannon pohjan tasolla) on kuitenkin niin suuri, että sortumakohdan pilarit ovat murtuneet tai siirtyneet. Tämä tarkoittaa sitä, että pilarit eivät ole kestäneet niille kohdistunutta leikkausvoimaa. Ominaisarvoilla laskettu kaivannon kokonaisvakavuus sekä seinän alapään vakavuus ilman stabiloinnin vaikutusta on niin heikko, että kaivannon kestävyys on ollut paljolti pilareiden lujittavan vaikutuksen varassa.

Laskennallisesti tukitason lasku 1.0 metrillä ei vaikuta kovinkaan paljoa seinän momenttitaapainoon. GeoCalc-tukiseinäohjelmalla lasketut seinän alapään stabiliteetin kokonaisvarmuusluvut ovat 1.26 alkuperäisellä tukitasolla ja 1.31 lasketulla tukitasolla, kun stabiloinnin lujittava vaikutus otetaan huomioon. Todellisuudessa tukitason lasku kuitenkin paransi stabiliteettia sen verran, että työ saatiin tehdyksi ilman, että seinä siirtyi uudestaan. Tämä tarkoittaa, että seinä ei ollut stabiili ylemmällä tukitasolla, mutta stabiliteetti parani riittävästi tukitason laskun myötä. Tästä voidaan päätellä, että todellinen ominaisarvoilla laskettu seinän alapään stabiliteetin varmuusluku alkuperäisellä tukitasolla tulisi olla pienempi kuin nyt laskettu. Tämän perusteella silloin kun yksittäisten pilareiden passiivipuolen maata lujittava vaikutus otetaan huomioon, voidaan päätyä liian suureen laskettuun varmuuteen.

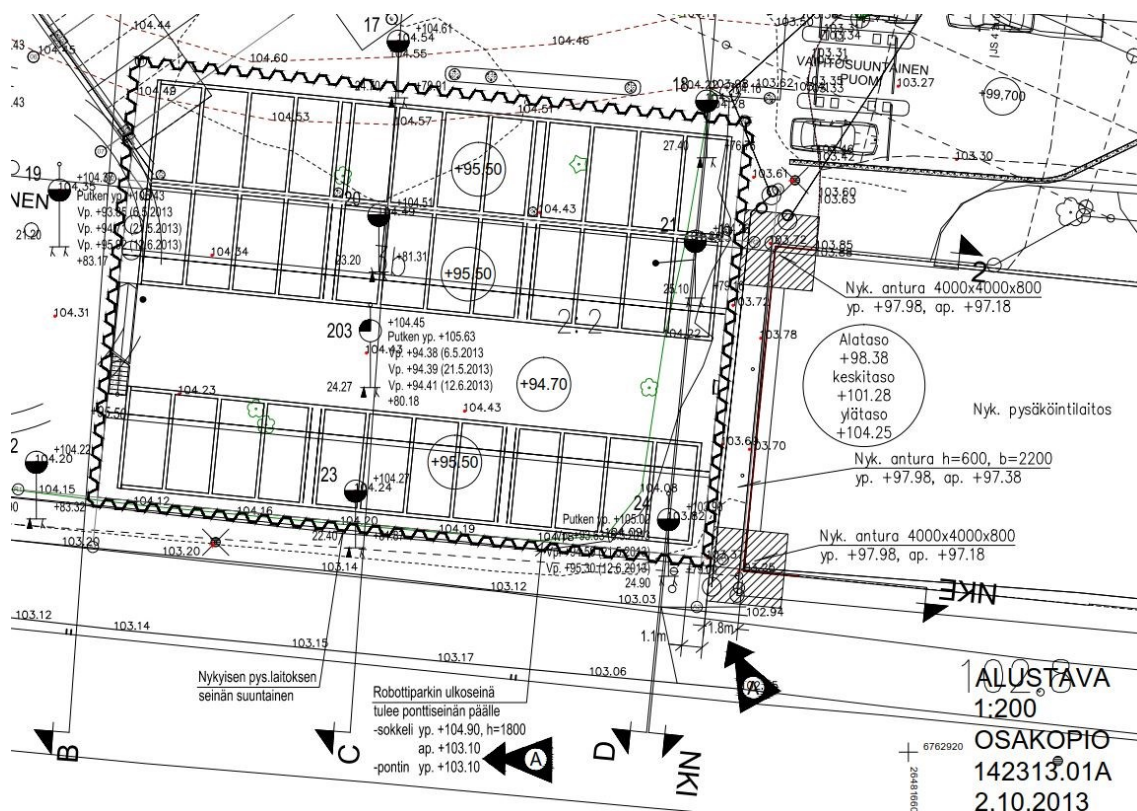
Tapaus osoittaa, että on tärkeää toteuttaa stabilointipilarit yhtenäisinä tukiseinää vastaan kohtisuorina poikittaisseininä, mikäli halutaan parantaa kaivannon tukiseinien stabiliteettia. Tällöin pilarit tulisi tehdä kiinni toisiinsa, jolloin pilarit eivät pääse liikkumaan sivuttais-

suunnassa maanpaineen vaikutuksesta. Pilaristabilointiin liittyvässä ohjeistuksessa ei käsitellä kovinkaan selkeästi stabilointipilareiden käyttöä tukiseinän stabiliteetin parantamisessa.

Mikäli pilarikenttä ulotetaan kaivannon ulkopuolelle, pienenee pintakuorman ja maan oman painon aiheuttama seinää vastaan kohtisuora komponentti eli aktiivimaanpaine. Koska pilarit kestävät erityisen hyvin aksiaalista kuormitusta, voidaan syvästabiloinnin avulla vähentää etenkin työkonekuorman ja muun pintakuorman aiheuttamaa aktiivimaanpaineen kasvua. Aktiivipuolelle ulotettu stabilointi voidaan myöskin huomioida liukupintalaskelmissa maata lujittavana.

5 Pysäköintihallin kaivannon sortuma Lahdessa

Lahden BW Tower -rakennuksen yhteyteen rakennettiin 200-paikkainen maanalainen pysäköintitalo vuonna 2015. Pysäköintitalo kaivettiin pääasiassa silttisestä hiekasta koostuvaan maaperään. Pysäköintitalon kaivanto rajautui itäpuolella vieressä sijaitsevaan olemassa olevaan pysäköintitaloon, eteläpuolella junarataan ja kevyen liikenteen väylään, ja pohjoispuolella toimistotalon alle rakennettavaan pysäköintihalliin (kuva 25).

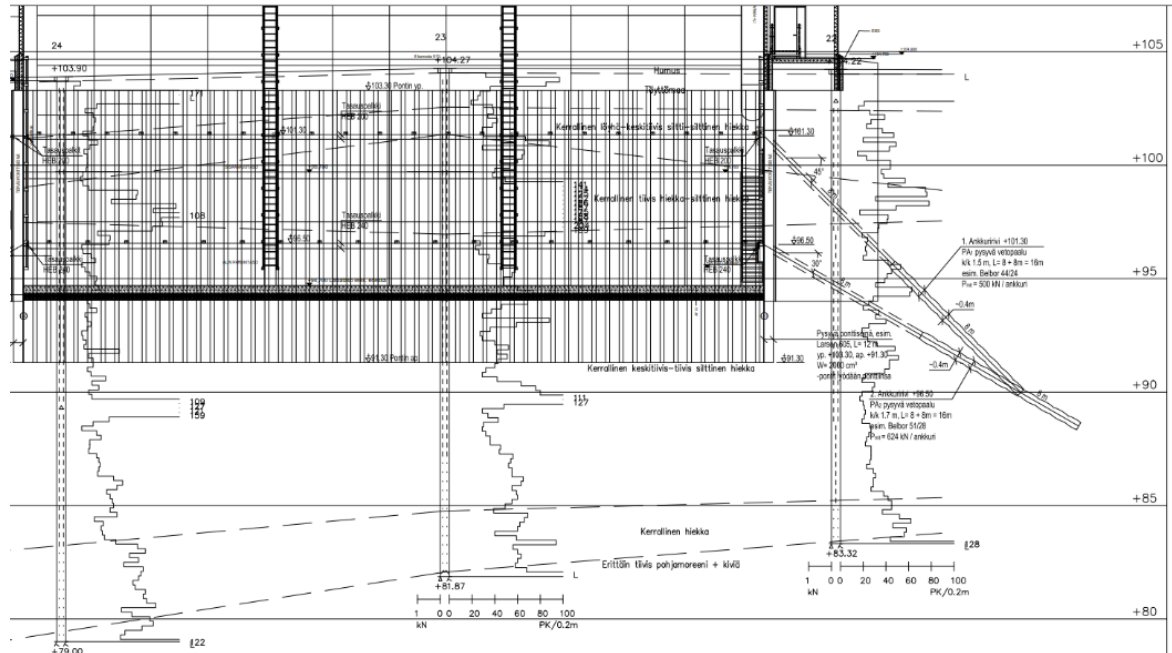


Kuva 25 Alustava tuentasuunnitelma ja pohjapiirros kohteesta. Kuvassa näkyy kaivannon oikealla puolella olemassa oleva pysäköintilaitos ja alapuolella kevyen liikenteen väylä sekä rautatie.

Kaivanto tuettiin vetopaaluilla ankkuroiduilla pysyviksi suunnitelluilla ponttiseinillä. Parkkihallin ulkoseinä oli suunniteltu siten, että sen sokkeli tulee ponttiseinän päälle. Kaivannon pohjan alin työnaikainen taso oli suunniteltu tasolle + 94.00. Kaivannon etelä- ja länsipuolella olemassa oleva maanpinta on noin tasolla + 103.30. Kaivannon itäseinä rajoittuu vieressä olevaan pysäköintitaloon, jonka antura on noin tasolla + 97. Kaivannon pohjoispuoli puolestaan rajoittuu viereen rakennettavan toimistotalon pysäköintitilaan, jonka lattia on tasolla + 99.70.

Kaivannon länsi- ja eteläreunan ponttiseinän ankkurointi toteutettiin maa-ankkureilla kahdelta tasolta siten, että ylempi ankkurointitaso porattiin 45 asteen kaltevuuteen ja alempi 30 asteen kaltevuuteen. Ylempi taso jouduttiin tekemään jyrkempään kaltevuuteen kuin alempi tukitaso vieressä olevan rautatien rakenteiden vuoksi. Itäseinä ankkuroitiin pysäköintitalon anturan alta yhdeltä tasolta. Pohjoispuolen seinä ankkuroitiin myös yhdeltä tasolta. Kaivannon etelä-, länsi-, ja itäpuoleisten seinien pontit olivat 12 metriä pitkiä, pohjoisreunan seinään käytetyt pontit olivat 8 metriä pitkiä. Näin ollen kaivannon ollessa syvimmillään pont-

tiseinän alapää oli suunniteltu ulottuvan 2.7 metriä kaivannon pohjan alapuolelle. Suunnitelmissa esitetty ponttiprofiili oli Larssen 605. Larssen -pontteja ei ole valmistettu enää kaivannon rakentamisaikana, mutta rakentamisessa käytetty pontti vastasi profiililtaan Larssen -profiilia.



Kuva 26 Sortuneen kaivannon leikkauskuva sekä painokairausdiagrammeja.

Maaparametrien määrittämiseksi kaivannon vaikutusalueella oli tehty 10 kpl painokairauksia sekä yksi heijarikairaus. Kairausten perusteella 1-2 m:n täyttömaakerroksen alla on n. 18 m:n kerros kerrallista silttiä ja siltistä hiekkaa, jonka tiiviys vaihtelee siten, että 1-2 metrin ylin kerros on löyhää maata, löyhän kerroksen alla on 4 m:n kerros tiivistä maata, ja tiiviin kerroksen alla on keskitiivistä-tiivistä maata. Ponttiseinän alapää jää keskitiiviin-tiiviin silttisen hiekan kerrokseen. Siltti- ja hiekkakerrosten alla on erittäin tiivis, kivinen pohjamoreenikerros.

Alueen pohjavedenpinnan korkeutta mitattiin suunnitelmia varten kolmesta eri tarkkailuputkesta. Mitoittavan pohjavedenpinnan määrittämistä varten pohjaveden korko on mitattu kolme kertaa ajanvälillä 6.5.-12.6.2013. Havaintojen perusteella pohjavedenpinta on vaihdellut välillä +93.63 - 95.92. Pohjavesihavaintojen keskiarvo on +94.58. Havaintojakson pituuden ja pohjavedenpinnan vaihteluvälin perusteella voidaan arvioida pohjavedenpinnan vaihdelleen melko voimakkaasti.

5.1 Kaivannon tukiseinien painuma

Kaivannon kahdelta tasolta ankkuroitujen etelä- ja länsiseinien havaittiin painuneen n. 560-570 mm ja siirtyneen 400-500 mm kaivantoon päin yläreunasta mitattuna helmikuussa 2015. Ylempi vaakapalkki oli liikkunut myös kaivantoon päin suurimmillaan 200-300 mm. Alempi tukitaso oli työmaalla tehtyjen havaintojen perusteella siirtynyt myös kaivantoon päin, mutta mitattua tietoa siirtymästä ei ole, sillä kaivannon täyttö aloitettiin välittömästi siirtymähavaintojen jälkeen. Tukiseinän lisäsiirtymien ehkäiseminen oli tässä tapauksessa

erityisen tärkeää, sillä kaivannon välittömässä läheisyydessä eteläpuolella kulki junaraiteet. Kaivanto täytettiin seuraavien päivien aikana tasolle +97.50. Kaivannon eteläseinän ja rautatien välissä kulkeva kevyen liikenteen väylä painui 200-700 mm noin 8 metrin leveydeltä ja noin 25 metrin pituudelta.

Tukiseinien siirtymisen jälkeen neljää maa-ankkuria koekuormitettiin. Koekuormituksella ei saavutettu ankkureille määritettyjä koekuormitusarvoja, mikä viittaa siihen, että ainakin osa ankkureista vaurioitui tukiseinien siirtymän yhteydessä. Ainakin yksi ankkuri alatasolla ja 8 ankkuria ylätasolla lähellä lounaiskulmaa olivat löysällä.

Tukiseinien siirtymähetkellä kaivu oli edistynyt n. 0.8 metriä lopullisen tason yläpuolelle korkeustasoon +94.80. Tällöin kaivannon syvyys oli 8.5 metriä ponttiseinän yläpään korkeustasosta +103.3 mitattuna. Pohjavedenpinnan tasot mitattiin kahdesta pisteestä, ja ne olivat tasoilla +96.73 ja +97.36. Pohjavedenpinnat olivat näissä pisteissä huomattavan korkealla verrattuna suunnitteluvaiheessa mitattuihin tasoihin. Sortumaa aikaisempi mittaus oli tehty 31.12.2014. Tähän mittaukseen verrattuna pohjaveden pinnat olivat nousseet 86 cm ja 144 cm. Suunnitteluvaiheessa mitattuun pohjavedenpintojen keskiarvoon nähden sortuman jälkeen mitatut pintojen tasot olivat jopa +215 cm ja +278 cm korkeammalla. Havainnot pohjavedenpinnan äkillisestä noususta eivät kuitenkaan ole täysin luotettavia, sillä arvioitiin, että pintojen merkittävät nousut voivat johtua siitä, että mitattu taso oli orsiveden pinnan taso tai että pintavesiä olisi joutunut putkiin.

Seinien painumien perusteella todettiin, että ponttiseinän kärki- ja vaippavastus on ollut liian vähäinen valitulla ponttipituudella. Tämän vuoksi ponttiseinä on päässyt painumaan, mikä on johtanut siihen, että vinot ankkurit ovat löystyneet ja seinä on siirtynyt myös kaivantoon päin.

5.2 Kaivannon vakavuustarkastelut

5.2.1 Maaparametrien määrittäminen

Kohteen tutkimuksen ensimmäisessä vaiheessa tutkittiin kairausdiagrammeja ja määritettiin uudestaan maakerrosrajat sekä maan lujuus- ja muodonmuutosparametrit, joita verrattiin alkuperäisessä mitoituksessa käytettyihin parametreihin. Ankkurivoimat määritettiin ensin käsin laskemalla käyttäen ominaisarvoja. Käsin laskennalla saatuja ankkurivoimia verrattiin valittujen ankkureiden kapasiteetteihin. Tämän jälkeen tukiseinän pystystabiliteetti tarkastettiin käyttämällä RIL 181-1989 Rakennuskaivanto-ohjeen mukaista kaavaa. Seuraavassa vaiheessa ankkurit mitoitettiin GeoCalc tukiseinäohjelmalla käyttäen eurokoodin mukaista menettelyä. Viimeiseksi rakenne mallinnettiin sekä Plaxis- että Optum G2 -elementtiohjelmilla. Aluksi määritettiin alkuperäisellä 12 metrin ponttipituudella kaivussyvyys, jolla mallinnetun tukiseinän stabiliteetti menetetään. Tätä kaivussyvyyttä verrattiin työmaalla tehtyihin havaintoihin, jolloin voitiin arvioida, kuinka realistiseen tulokseen mallinnuksella päästiin. Tämän jälkeen määritettiin tukiseinän turvallinen upotussyvyys tilanteessa, jossa kaivu on ulotettu tasolle +94.00.

Maakerrosrajojen ja maaparametrien uudelleenmäärittäystä varten tutkittiin neljää painokairauspistettä, jotka sijaitsevat likimain painuneiden etelä- ja länsiseinien kohdalla (kuva 27). Lujuus- ja muodonmuutosparametrit määritettiin taulukon 1 avulla. Kairausvastuksen

Technical site plan of a building complex. The plan shows building footprints, walls, and various elevation points. Points 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, and 24 are marked with black dots and numbers. Points 19, 22, 23, and 24 are circled in orange. The plan includes numerous elevation values (e.g., +104.39, +104.44, +104.45, +104.46, +104.50, +104.51, +104.53, +104.54, +104.55, +104.56, +104.57, +104.60, +104.61, +104.62, +104.63, +104.64, +104.65, +104.66, +104.67, +104.68, +104.69, +104.70, +104.71, +104.72, +104.73, +104.74, +104.75, +104.76, +104.77, +104.78, +104.79, +104.80, +104.81, +104.82, +104.83, +104.84, +104.85, +104.86, +104.87, +104.88, +104.89, +104.90, +104.91, +104.92, +104.93, +104.94, +104.95, +104.96, +104.97, +104.98, +104.99, +105.00, +105.01, +105.02, +105.03, +105.04, +105.05, +105.06, +105.07, +105.08, +105.09, +105.10, +105.11, +105.12, +105.13, +105.14, +105.15, +105.16, +105.17, +105.18, +105.19, +105.20, +105.21, +105.22, +105.23, +105.24, +105.25, +105.26, +105.27, +105.28, +105.29, +105.30, +105.31, +105.32, +105.33, +105.34, +105.35, +105.36, +105.37, +105.38, +105.39, +105.40, +105.41, +105.42, +105.43, +105.44, +105.45, +105.46, +105.47, +105.48, +105.49, +105.50, +105.51, +105.52, +105.53, +105.54, +105.55, +105.56, +105.57, +105.58, +105.59, +105.60, +105.61, +105.62, +105.63, +105.64, +105.65, +105.66, +105.67, +105.68, +105.69, +105.70, +105.71, +105.72, +105.73, +105.74, +105.75, +105.76, +105.77, +105.78, +105.79, +105.80, +105.81, +105.82, +105.83, +105.84, +105.85, +105.86, +105.87, +105.88, +105.89, +105.90, +105.91, +105.92, +105.93, +105.94, +105.95, +105.96, +105.97, +105.98, +105.99, +106.00, +106.01, +106.02, +106.03, +106.04, +106.05, +106.06, +106.07, +106.08, +106.09, +106.10, +106.11, +106.12, +106.13, +106.14, +106.15, +106.16, +106.17, +106.18, +106.19, +106.20, +106.21, +106.22, +106.23, +106.24, +106.25, +106.26, +106.27, +106.28, +106.29, +106.30, +106.31, +106.32, +106.33, +106.34, +106.35, +106.36, +106.37, +106.38, +106.39, +106.40, +106.41, +106.42, +106.43, +106.44, +106.45, +106.46, +106.47, +106.48, +106.49, +106.50, +106.51, +106.52, +106.53, +106.54, +106.55, +106.56, +106.57, +106.58, +106.59, +106.60, +106.61, +106.62, +106.63, +106.64, +106.65, +106.66, +106.67, +106.68, +106.69, +106.70, +106.71, +106.72, +106.73, +106.74, +106.75, +106.76, +106.77, +106.78, +106.79, +106.80, +106.81, +106.82, +106.83, +106.84, +106.85, +106.86, +106.87, +106.88, +106.89, +106.90, +106.91, +106.92, +106.93, +106.94, +106.95, +106.96, +106.97, +106.98, +106.99, +107.00, +107.01, +107.02, +107.03, +107.04, +107.05, +107.06, +107.07, +107.08, +107.09, +107.10, +107.11, +107.12, +107.13, +107.14, +107.15, +107.16, +107.17, +107.18, +107.19, +107.20, +107.21, +107.22, +107.23, +107.24, +107.25, +107.26, +107.27, +107.28, +107.29, +107.30, +107.31, +107.32, +107.33, +107.34, +107.35, +107.36, +107.37, +107.38, +107.39, +107.40, +107.41, +107.42, +107.43, +107.44, +107.45, +107.46, +107.47, +107.48, +107.49, +107.50, +107.51, +107.52, +107.53, +107.54, +107.55, +107.56, +107.57, +107.58, +107.59, +107.60, +107.61, +107.62, +107.63, +107.64, +107.65, +107.66, +107.67, +107.68, +107.69, +107.70, +107.71, +107.72, +107.73, +107.74, +107.75, +107.76, +107.77, +107.78, +107.79, +107.80, +107.81, +107.82, +107.83, +107.84, +107.85, +107.86, +107.87, +107.88, +107.89, +107.90, +107.91, +107.92, +107.93, +107.94, +107.95, +107.96, +107.97, +107.98, +107.99, +108.00, +108.01, +108.02, +108.03, +108.04, +108.05, +108.06, +108.07, +108.08, +108.09, +108.10, +108.11, +108.12, +108.13, +108.14, +108.15, +108.16, +108.17, +108.18, +108.19, +108.20, +108.21, +108.22, +108.23, +108.24, +108.25, +108.26, +108.27, +108.28, +108.29, +108.30, +108.31, +108.32, +108.33, +108.34, +108.35, +108.36, +108.37, +108.38, +108.39, +108.40, +108.41, +108.42, +108.43, +108.44, +108.45, +108.46, +108.47, +108.48, +108.49, +108.50, +108.51, +108.52, +108.53, +108.54, +108.55, +108.56, +108.57, +108.58, +108.59, +108.60, +108.61, +108.62, +108.63, +108.64, +108.65, +108.66, +108.67, +108.68, +108.69, +108.70, +108.71, +108.72, +108.73, +108.74, +108.75, +108.76, +108.77, +108.78, +108.79, +108.80, +108.81, +108.82, +108.83, +108.84, +108.85, +108.86, +108.87, +108.88, +108.89, +108.90, +108.91, +108.92, +108.93, +108.94, +108.95, +108.96, +108.97, +108.98, +108.99, +109.00, +109.01, +109.02, +109.03, +109.04, +109.05, +109.06, +109.07, +109.08, +109.09, +109.10, +109.11, +109.12, +109.13, +109.14, +109.15, +109.16, +109.17, +109.18, +109.19, +109.20, +109.21, +109.22, +109.23, +109.24, +109.25, +109.26, +109.27, +109.28, +109.29, +109.30, +109.31, +109.32, +109.33, +109.34, +109.35, +109.36, +109.

Taulukoon 16 on koottu neljän painokairausdiagrammin avulla uudestaan määritetyt maa-kerrosrajat ja maan lujuus- ja muodonmuutosparametrit. Nähdään, että uudelleen tulkitut pohjasuhteet eroavat jonkin verran alkuperäisessä mitoituksessa käytettyihin pohjasuhteisiin verrattuna. Merkittävin ero on se, että tulkittujen kairausdiagrammien perusteella ponttiseinän alapään tasolla ei ole tiiviimpää kerrosta, kuten alkuperäisessä mitoituksessa on oletettu (taulukko 15).

Kerros	Syvyys maan pinnasta (m)	Kuvaus (GEO)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	a%	p%
1	0-1 m	Ta	20.00	10.00	34.00	0.00	0.20	0.50
2	1-2.5 m	löyhä/keskitiivis Si/siHk	18.00	8.00	32.00	0.00	0.20	0.50
3	2.5-6.5 m	tiivis Hk/siHk	17.00	7.00	30.00	0.00	0.20	0.50
4	6.5-9 m	keskitiivis/tiivis siHk	17.00	7.00	28.00	0.00	0.20	0.50
5	9-12 m	keskitiivis/tiivis siHk	17.00	8.00	28.00	0.00	0.20	0.50
6	12- m	keskitiivis/tiivis siHk	20.00	11.00	34.00	0.00	0.20	0.50

Taulukko 16 Uudestaan arvioidut maalajirajat sekä lujuus- ja muodonmuutosparametrit.

Syvyys	Arvioitu maalaji	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	m	β
0-1 m	täyttömaa	19	10	34	0	0.5	150
1-3 m	löyhä Si/siHk	17	9	28	5	0.5	150
3-5 m	keskitiivis/tiivis Hk/siHk	17	9	34	1	0.5	150
5-18 m	löyhä/keskitiivis siHk	18	10	32	1	0.5	100

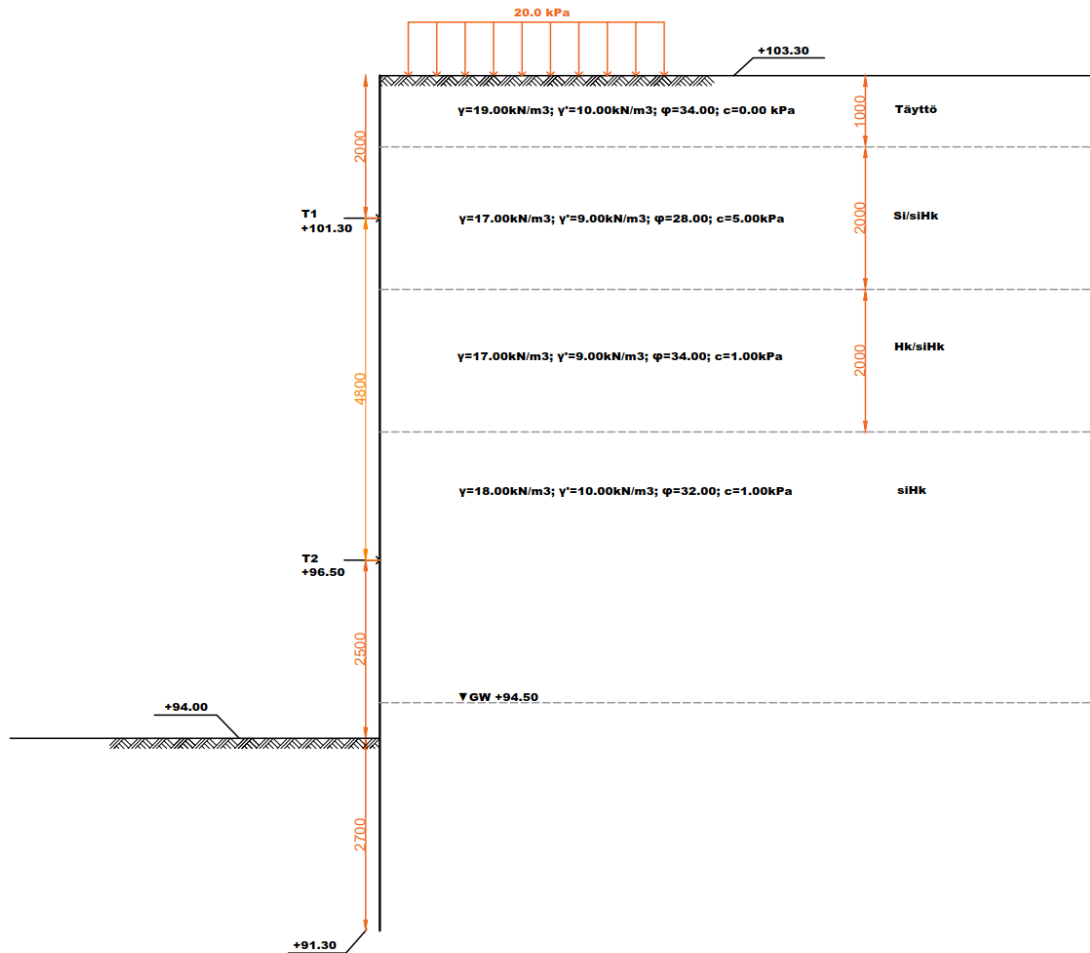
5.2.2 Laskennalliset tarkastelut

Usealta tasolta ankkuroidun tukiseinän vakavuus voidaan menettää siksi, että ankkurointi-kapasiteetti tai rakenteiden kapasiteetti ei ole riittävä, tai siksi, että maapohjan tukeva vaikutus ei ole riittävä. On myös mahdollista, että kokonaisstabiliteetti ei ole riittävä, eli liukupinta muodostuu maapohjaan ankkurointivyöhykkeen ulkopuolelle. Tutkittavassa tapauksessa oli arvioiden mukaan kyse siitä, että maapohjan rakennetta tukeva vaikutus ei ollut riittävä, ja tällöin myöskään tukevan rakenteen pystystabiliteetti ei ollut riittävä. Pystystabiliteetin menetykseen arvioitiin vaikuttaneen kaksi tekijää; seinän upotussyvyys alimman kaivutason alapuolelle ei ollut riittävä, ja toisaalta mitoituksessa käytetty pohjavedenpinnan taso oli huomattavan alhaalla pohjaveden havaintoputkista mitattuihin tasoihin verrattuna. Näiden seikkojen lisäksi tukiseinän alapään kohdalla on suunnittelussa oletettu olevan kantavampi maakerros (taulukko 15), joka vaikuttaa seinän laskennalliseen kärkivastukseen positiivisesti. Kuitenkin alueen kairausdiagrammien perusteella tämä on vaikeasti perusteltavissa.

Aluksi määritettiin seinään kohdistuvat maanpaineet, ankkurivoimat ja tukiseinän pystystabiliteetti. Ankkuroidun tukiseinän vakavuustarkastelut lähtevät aina vaadittavien tukivoimien määrittämisellä. Ankkuroidun tukiseinän mitoittaminen tehdään usein esimerkiksi joussimalliin perustuvalla laskentaohjelmalla. Usein ankkureiden määrää on järkevää minimoida, sillä ankkureiden poraaminen ja jännittäminen maksavat usein enemmän kuin itse ankkuri (Nykänen 2009). Tällöin pyritään suurempiin asennusväleihin ja jopa ankkurointitasojen vähentämiseen käyttämällä järeämpiä ankkureita.

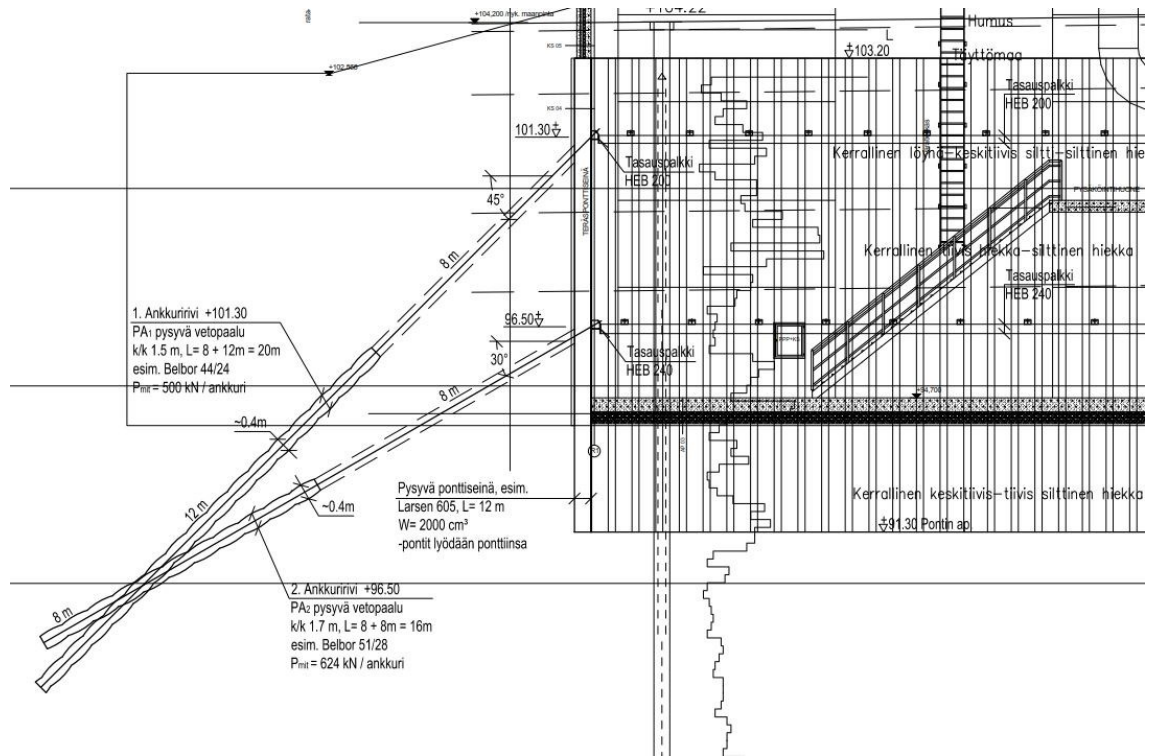
Tukitasokohtaisten tukivoimien ja valitun ankkurijaon perusteella määritetty ankkurikohtaiset voimat. Ankkurivoimien perusteella puolestaan määräytyy ankkurien koeveto- ja esijännitysvoimat, joiden perusteella valitaan käytettävä ankkurityyppi sekä tartuntapituudet. RIL 263-2014:n mukaan ankkuri valitaan siten, että sille määritetty koevetovoima on alle 90 % siitä ankkurille määritetystä vetovoimasta, jolla saavutetaan 0.1 % :n venymä. Pysyville ankkureille käytetään osavarmuuslukuna arvoa 1.5. Väliaikaisille ankkureille puolestaan käytetään osavarmuuslukua 1.25. (RIL 263-2014.)

Määritetyt ankkurivoimat vaikuttavat tukiseinän pystystabiliteettiin. Lisäksi pystystabiliteettiin vaikuttavia tekijöitä ovat pontin upotussyvyys, seinän kärkipinta-ala, seinäkitkakulma, maalaji, pintakuorma, sekä kaivannon syvyys. Mikäli tukiseinälle ei saavuteta riittävää pystystabiliteettia, tulee jotain edellä mainituista tekijöistä muuttaa.



Kuva 28 Tukiseinärakenne sekä uudelleen määritetyt maaparametrit ja maakerrosrajat. Pohjavedenpinnan tasona käytetään alkuperäisten mittausten keskiarvoa +94.50.

Tukitasoina käytetään alkuperäisen suunnitelman mukaisia tasoja ja ankkurikaltevuuksia; ylemmät ankkurit ovat tasolla +101.30 45° kaltevuudessa ja alemmat tasolla +96.50 30° kaltevuudessa. Ylemmät ankkurit ovat tyyppiä Belbor 44/24, alemmat Belbor 51/28. Ylemmät ankkurit ovat 8 + 12 = 20 m pitkiä (tartuntaosa 12 m), ja alemmat 8 + 8 m pitkiä. Ylemmän tasauspalkin ankkureiden vaakajako oli 1.5 m, ja alemman palkin ankkureiden vaakajako oli 1.7 m (kuva 29).

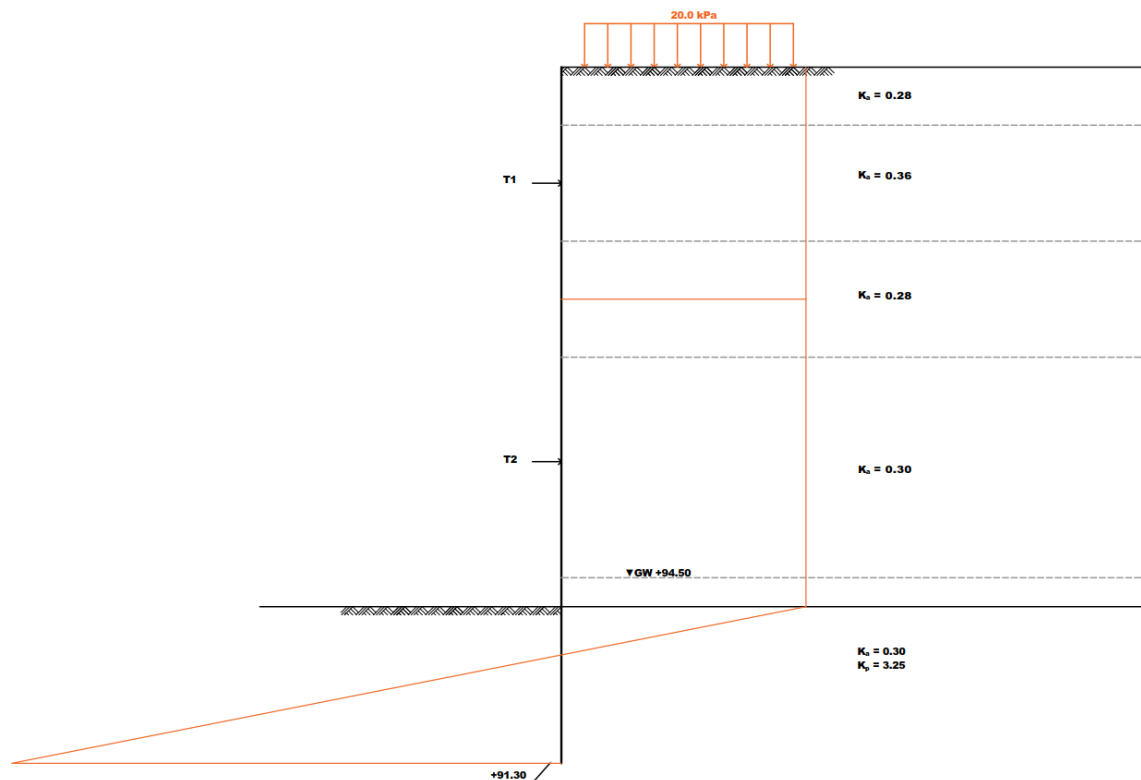


Kuva 29 Kaivannon eteläseinän poikkileikkaus ja osa länsiseinästä.

Aluksi määritettiin ankkurivoimat ja seinän kärkivastus käsin laskennalla. Tarkkaa menetelmää usealta tasolta ankkuroidun tukiseinän mitoittamiseksi ei ole, vaan menetelmät ovat kokemusperusteisia. Tässä tapauksessa käsin laskentaa helpottaa se, että ankkurointitasot ja -kaltevuudet ovat tunnettuja. Oletus on, että seinän alapää on vapaasti tuettu, ja seinää käsitellään jatkuvana palkkina. Tässä käsin laskennassa ankkureille kohdistuvat vaakakuormat määräävä seinän aktiivipaineresultantti määritettiin RIL 263-2014 Kaivanto-ohjeen mukaista tasoitusmenettelyä käyttäen. Tällöin aktiivinen maanpaine oletetaan jakautuvan tasaisena koko seinän pituudelle voimakkuudella

$$P_a = [0.65 \cdot \gamma(h + d) + q]K_a \quad (44)$$

Käsin laskennassa tukiseinää käsitellään lyhytaikaisena seinänä, sillä mitoitettavan tilanteen, jossa tukiseinää tukevaa parkkihallin alapohjalaattaa ei ole valettu, kesto on lyhyt. Näin ollen tukiseinä mitoitetaan aktiivipaineelle. Käytetyt maanpaine kertoimet ja lasketut maanpaineiden jakaumat käyvät ilmi kuvasta 30. Mitoitus on tehty ominaisarvoilla.



Kuva 30 Maanpaineen jakauma usealta tasolta ankkuroidun tukiseinän tapauksessa. Kuvaan on merkitty punaisella tasoitettu maanpainejakauma.

Laskenta tuotti 50.88 kN/m^2 tasaisen aktiivipaineen, joka jakautuu siten, että ylempi ankkuritaso ottaa kuorman 2+2 metrin matkalta, ja alempi ankkuritaso n. 5.7 metrin matkalta. Näin ollen ylemmälle ankkuritasolle kohdistuu 203.5 kN/m vaakasuuntainen kuorma, ja alemmalle tasolle 287.4 kN/m kuorma. Ponttiseinän pystystabiliteetin tarkistusta varten laskettiin näiden tukivoimien pystykomponentit:

$$F_1 = T_1 \cdot \tan 45^\circ = 203.5 \text{ kN/m} \cdot \tan 45^\circ = 203.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_2 = T_2 \cdot \tan 30^\circ = 287.4 \text{ kN/m} \cdot \tan 30^\circ = 165.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tukiseinän kärkivastuksen riittävyys tarkistettiin ensin RIL 181-1989:n mukaisesti (kaava 45), jolloin osoitetaan, että kärkivastuksen ja passiivimaanpaineen summa on vähintään yhtä suuri kuin kaikkien epäedullisten pystysuuntaisten voimien summa:

$$P_p \cdot \sin \delta_p + F_o \geq W_1 + P_a \cdot \sin \delta_a + F \cdot \sin \alpha \quad (45)$$

Aktiivimaanpaineen resultantiksi saatiin 610.6 kN . Passiivimaanpaineen resultantiksi puolestaan saatiin 80.2 kN . Aktiivipuolella käytettiin seinäkitkakulman arvoa 20° . Passiivipuolella seinäkitkakulmana käytettiin arvoa 15° . Kantavuuskertoimen N_D arvoksi valittiin 20, mikä vastaa tiivistä hiekkaista silttiä, keskitiivistä hiekkaa tai silttistä hiekkaa (RIL 181-

1989). Maan tehokkaana tilavuuspainona käytettiin arvoa 11 kN/m^3 . Ponttiseinän kärjen pinta-alana käytettiin arvoa 0.01773 m^2 , mikä vastaa suunnitelmien mukaisen Larssen 605 - ponttiprofiilin yhden seinämetrin kärkipinta-alaa (ThyssenGrupp GfT Bautechnik 2010).

$$f_D = 1/(0.15 + 0.026 \cdot D) = 1/(0.15 + 0.026 \cdot (94.0 \text{ m} - 91.3 \text{ m})) \approx 4.54$$

$$F_o = f_D \cdot \gamma' \cdot D \cdot N_D \cdot A = 4.54 \cdot 11.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (94.0 \text{ m} - 91.3 \text{ m}) \cdot 20 \cdot 0.01773 \text{ m}^2 \\ \approx 47.8 \text{ kN}$$

$$P_p \cdot \sin \delta_p + F_o = 80.2 \text{ kN} \cdot \sin 15^\circ + 47.8 \text{ kN} \approx 68.6 \text{ kN}$$

$$W_1 + P_a \cdot \sin \delta_a + F_1 + F_2 = 16.74 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 610.6 \text{ kN} \cdot \sin 20^\circ + 203.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 165.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ \approx 595 \text{ kN}$$

$$F = \frac{68.6 \text{ kN}}{595.0 \text{ kN}} \approx 0.11$$

Tukevien voimien summa on tällä laskentatavalla huomattavasti pienempi kuin alaspäin suuntautuvien voimien summa, eli passiivipaineen pystykomponentti ja kärkikestävyys eivät riitä tukemaan ponttiseinää pystysuunnassa. On toisaalta huomattava, että kärkivastuksen F_o (kaava 24) tulos on hyvin herkkä käytetyn kärkipinta-alan suhteen. Jos ponttiseinän alapäähän oletetaan tulppaantumista, kasvaa ponttiseinän tehokas poikkileikkauspinta-ala ja myös kärkivastus merkittävästi. Kun tulppaantumista ei oleteta tapahtuvan, on ponttiseinän kärkivastus olematon, ja pystystabiliteetti on lähes täysin riippuvainen seinän vaippavastuksesta.

Määritetään vielä käsin laskennalla ankkurivoimat. Kun käytetään ankkureiden vaakajakoina alkuperäisen suunnitelman mukaisesti ylemmälle tasauspalkille 1.5 metriä ja alemmalle tasauspalkille 1.7 metriä, saadaan ankkurikohtaisiksi vaakakuormiksi:

$$\text{ylemmät ankkurit: } T_1 = 203.5 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) \cdot 1.5 \text{ m} = 305 \text{ kN}$$

$$\text{alemmat ankkurit: } T_2 = 287.4 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) \cdot 1.7 \text{ m} = 489 \text{ kN}$$

Kun tiedetään ankkureiden asennuskaltevuudet, voidaan laskea ankkureiden suuntaiset voimat. Käsin lasketut ankkureihin kohdistuvat voimat ovat:

$$P_1 = \frac{T_{kok1}}{\cos \alpha_1} = \frac{305 \text{ kN}}{\cos(45)} \approx 431 \text{ kN}$$

$$P_2 = \frac{T_{kok2}}{\cos \alpha_2} = \frac{489 \text{ kN}}{\cos(30)} \approx 565 \text{ kN}$$

Kun käytetään työnaikaisille ankkureille RIL 263-2014 Kaivanto-ohjeen mukaista osavarmuuskerrointa 1.25 saadaan ankkureiden koivetokuormiksi:

$$P_{koe1} = 1.25 \cdot 431 \text{ kN} = 539 \text{ kN}$$

$$P_{koe2} = 1.25 \cdot 565 \text{ kN} = 706 \text{ kN}$$

Koevetokuorma ei saisi ylittää 90 % valitun ankkurin myötökuormasta (Varsamäki 2015). Alkuperäisessä mitoituksessa käytettyjen ankkureiden myötökuormat ovat 560 kN (Belbor 44/24) ja 690 kN (Belbor 51/28) (Belloli SA 2017). Näin ollen valituille ankkureille ei voida suorittaa SFS-EN 1997-1:n mukaista koevetoa, joka vastaisi ankkuroinnin osavarmuuskeroa 1.25 (SFS-EN 1997-1 2005).

Seuraavaksi verrattiin käsin laskettuja ankkurikuormia GeoCalc tukiseinä -ohjelmalla määritettyihin ankkurikuormiin. Tukiseinä mitoitetiin eurokoodin mukaisesti mitoistavalla DA2*. Seinän luotettavuus- ja seuraamusluokaksi valittiin RC2 ja CC2, mikä vastaa vaativaa kaivantoa. Tällöin kuormakertoimenä käytetään $K_{FI} = 1.0$. Tukiseinän mitoituksessa saadut rasitukset kerrottiin väliaikaisen rakenteen mallikertoimella $\gamma_M = 1.15$ ja ankkureiden rasitukset väliaikaisten ankkureiden osavarmuuskertoimella 1.25. (RIL 263-2014, Kujansuu 2016.) Ankkurit ja esijännitys valittiin optimoinnin perusteella. Ankkurointitasot, ankkuripituudet ja -kaltevuudet olivat alkuperäistä suunnitelmaa vastaavat. Ponttiseinän maksimitaivutusmomentin ominaisarvona käytettiin arvoa 481 kNm/jm, joka vastaa Larssen 605 pontin suurinta sallittua taivutusmomenttia teräslaadulla S355GP. Optimoinnilla pyrittiin löytämään käyttörajatilaan perustuvat esijännitysvoimat, joilla ponttiseinään kohdistuva momentti ei ylitä sallittua, ja seinän liikkeet ovat mahdollisimman pienet. Taulukkoon 15 on koottu laskennasta saadut voimat sekä niistä johdetut mitoitusvoimat. Taulukossa kunkin rasituksen mitoittavampi arvo on lihavoitu. Mitoitusarvot on johdettu näistä arvoista kertomalla ne osavarmuus- tai mallikertoimella. Mitoitusvoimat ovat 446.3 kN ja 539.7 kN. Saadut voimat ovat hieman juuri alle 90% valittujen ankkureiden myötökuormista 500 kN ja 624 kN/ankkuri, joten näin laskettuna alkuperäisen suunnitelman mukaisten ankkureiden kapasiteetit riittävät.

Taulukko 17 GeoCalcilla lasketut rasitukset ja vaakasiirtymä eurokoodin mukaisen mitoistavan DA2* mukaisilla kuormayhdistelyillä.

Rasitukset	Kuormayhdistely 6.10 a)	Kuormayhdistely 6.10 b)
T1 (kN)	180.1	357.1
T2 (kN)	431.7	383.1
M (kNm)	158.2	134.9
Vaakasiirtymä (mm)	31.6	31.7
T1d = 1.25xT1 (kN)	446.3	
T2d = 1.25xT2 (kN)	539.7	
Md = 1.25xM (kNm)	182.0	

Seuraavaksi kaivanto mallinnettiin Plaxis -elementtiohjelmalla. Ensimmäisessä mallinnuksessa käytettiin alkuperäistä 12 metrin ponttipituutta, jolla etsittiin maksimikaivusvyvyys, jolla tukiseinä on juuri ja juuri stabiili. Laskenta suoritettiin ominaisarvoilla. Rakenne mallinnettiin käyttäen Hardening Soil -materiaalimallia. Mallinnus tehtiin käyttämällä Plaxis-ohjelman elastoplastista staged construction-analyysiä.

Koska aina mallinnettavan kohteen maaperästä ei ole tehty laboratoriokokeita jäykkyysmoduulien määrittämiseksi, on laadittu kokemuserusteisia kaavoja, joilla luvut voidaan johtaa jostain tunnetusta parametrasta. On huomattava, että näin johdetuilla parametreilla ei voida määrittää esimerkiksi siirtymiä tarkasti, koska määritetyt parametrit ovat likimääräisiä. Jotta

päästäisiin tarkkaan lopputulokseen, tulisi mallin parametrit määrittää laboratoriossa. On kuitenkin osoitettu, että kokemusterusteisilla kaavoilla johdetuilla Hardening Soil -mallin parametreilla päästään tuloksiin, jotka vastaavat hyvin todellisuutta (Benz, Nordal 2010). Tässä työssä käytettiin Brinkgreve et al. laatimia kaavoja (Brinkgreve, Engin et al. 2010), jotka on johdettu maailmanlaajuisen laboratoriotulosten aineiston perusteella. Kaavat perustuvat hiekkaisen maan suhteelliseen tiheyteen (kaavoissa 41-47 RD, relative density), joka määritetään kaavalla:

$$RD = \frac{(e_{max}-e)}{(e_{max}-e_{min})} \quad (46)$$

Suhteellisen tiheyden avulla voidaan johtaa materiaalmallin parametrit seuraavasti:

$$E_{50}^{ref} = 60000 \cdot \frac{RD}{100} [kN/m^2] \quad (47)$$

$$E_{oed}^{ref} = 60000 \cdot \frac{RD}{100} [kN/m^2] \quad (48)$$

$$E_{ur}^{ref} = 180000 \cdot \frac{RD}{100} [kN/m^2] \quad (49)$$

$$m = 0.7 - RD/320 \quad (50)$$

$$\varphi' = 28 + 12.5 \cdot \frac{RD}{100} [^\circ] \quad (51)$$

$$\psi = -2 + 12.5 \cdot \frac{RD}{100} [^\circ] \quad (52)$$

Taulukko 18 Maakerroksille määritetyt Hardening Soil -materiaalmallin parametrit.

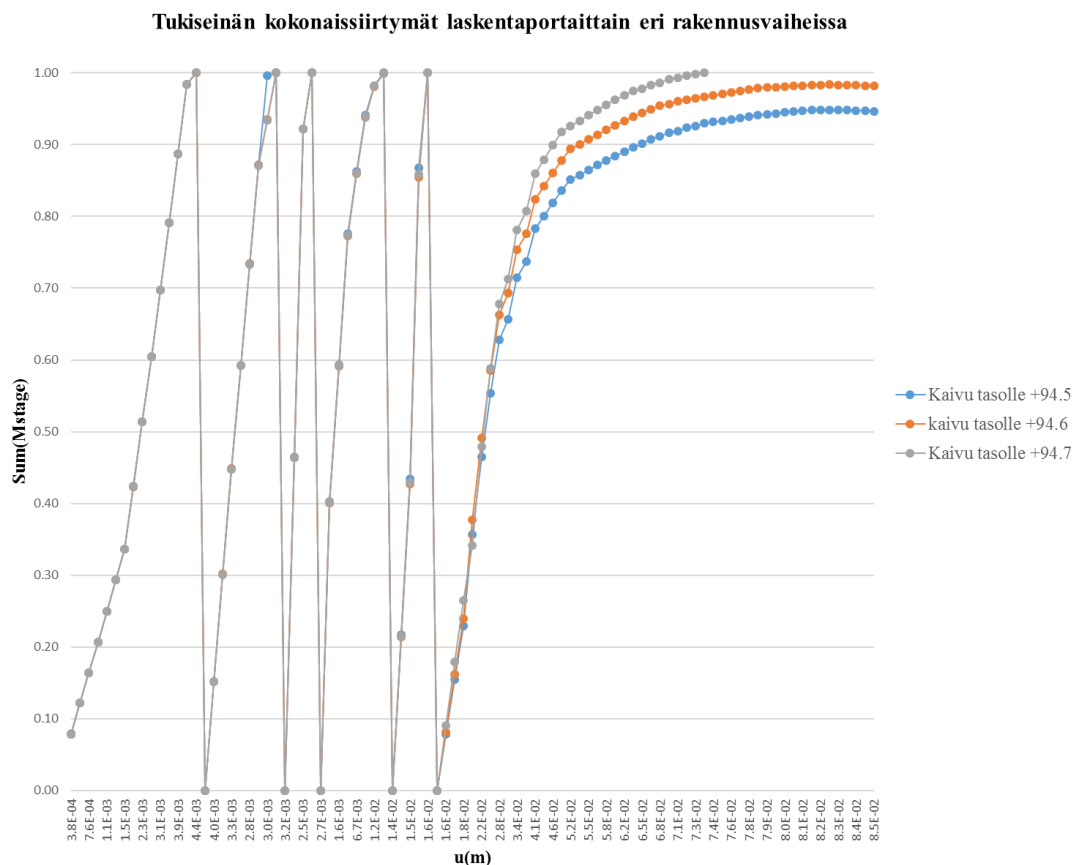
Maalaji	Täyttö	Si/siHk	Hk/siHk	siHk
Syvyys (m)	0-1 m	1-3 m	3-5 m	5-18 m
Tilavuuspaino (kN/m ³)	19.0	17.0	17.0	17.0
E _{50(ref)} (kN/m ²)	30000	6000	30000	21000
E _{ur(ref)} (kN/m ²)	90000	18000	90000	63000
E _{oed(ref)} (kN/m ²)	30000	6000	30000	21000
Koheesio (kN/m ²)	1.0	5.0	1.0	1.0
Kitkakulma (°)	34.3	29.3	34.3	32.4
Dilataatiokulma (°)	4.3	0.5	4.3	2.4
Poissonin luku	0.2	0.2	0.2	0.2
ModuuliekspONENTTI	0.5	0.7	0.5	0.6
R _f	0.9	0.9	0.9	0.9

Taulukkoon 18 on koottu maakerroksille määritetyt Hardening Soil -mallin parametrit. Laskenta toteutettiin Plaxis-ohjelman staged analysis -menetelmällä. Menetelmään määritettiin kaivannon rakentamisen työvaiheet, joita kahdelta tasolta ankkuroidun tukiseinän tapauksessa on kuusi; ponttiseinän asentaminen, kaivu ensimmäiselle ankkurointitasolle, ensimmäisen tason ankkurointi, kaivu toiselle ankkurointitasolle, toisen tason ankkurointi, ja kaivu

tavoitetasolle. Ohjelma laskee jännitystilän muutokset sekä siirtymät portaittain jokaiselle työvaiheelle. Laskenta keskeytyy, jos ohjelma ei löydä elementtimallille tasapainotilaa. Tämä tarkoittaa, että kuormitustilan kasvattaminen ei onnistu kyseisen kaivuvaiheen loppukuormitukseen asti, vaan maa murtuu.

Kuvassa 31 on kolmella eri tavoitekaivutasolla tukiseinän kokonaissiirtymät laskentaportaittain ensimmäisen tukitason korkeudelta mitattuna. Kuvaajassa y-akseli kuvaa laskentavaiheen edistymistä. Arvo 1 tarkoittaa, että laskennassa on saavutettu tavoitekuormitustaso, eli kaivuvaiheen tavoitekaivutaso. Laskenta tehtiin kolmella eri tavoitekaivutasolla; +94.5, +94.6 ja +94.7. Kuvasta nähdään, että tukiseinän stabiliteetti menetetään kaivutasojen +94.6 ja +94.7 välillä. Kaivutasolla +94.7 rakenne on juuri ja juuri stabiili, eli laskentavaihe saadaan suoritettua. Todellisuudessa kaivantoseinä painui, kun kaivu oli noin tasolla +94.8, eli jo hieman aikaisemmin. On kuitenkin huomattava, että mallinnuksessa käytettiin pohjaveden tasona +94.5, mikä on alhaisempi kuin sortumahetken jälkeen mitattu taso.

Pohjavedenpinnan vaikutusta testattiin siten, että mallin alimmaksi kaivutasoksi asetettiin sortumaan johtanut kaivutaso +94.8, ja mallinnus tehtiin eri pohjavedenpinnan tasoilla. Mallinnuksessa pohjavedenpintaa voitiin nostaa tasolta +94.5 tasolle +94.8, eli ainoastaan 0.3 metriä aikaisemmasta mallinnuksesta. Tästä voidaan päätellä, että kaivannon vakavuus on hyvin herkkä pohjavedenpinnan tason muutoksille.

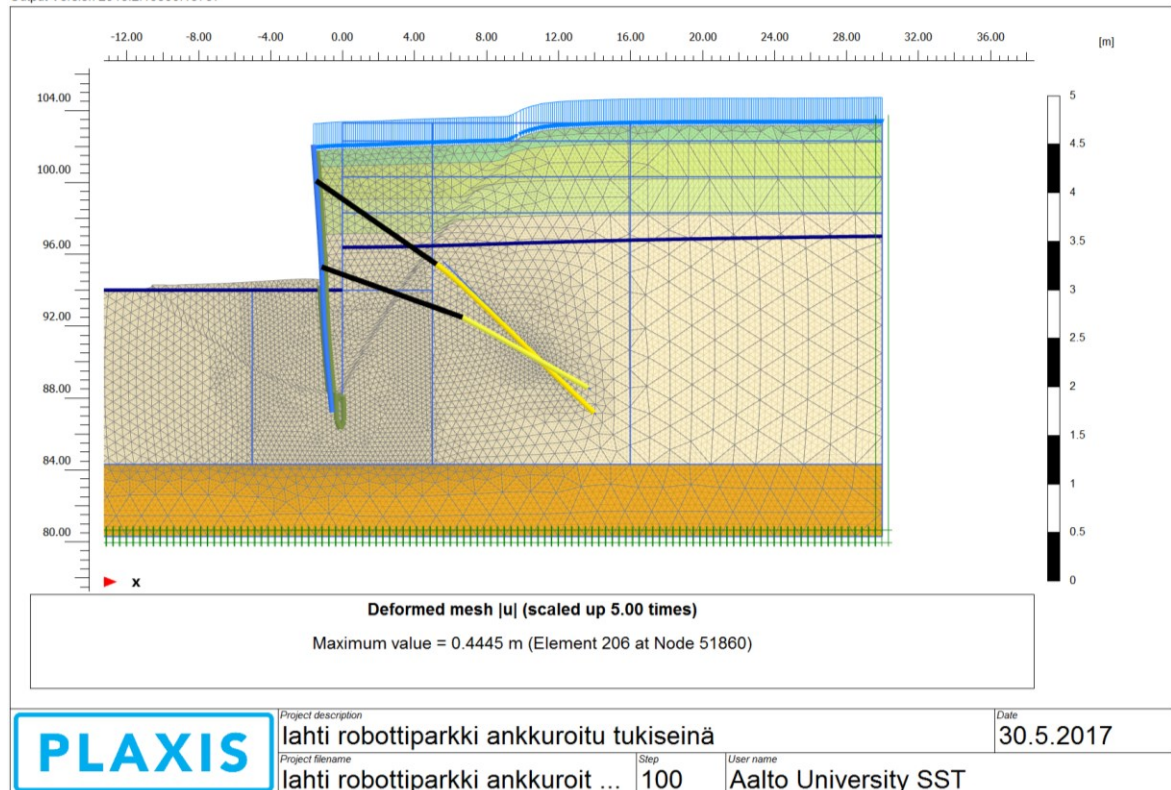


Kuva 31 Tukiseinän kokonaissiirtymät rakennusvaiheittain. Piikit kuvaajassa kuvaavat eri kaivuvaiheita, joista oikeanpuoleisin kaivua viimeiseltä tukitasolta maksimikaivusvyvydelle. Laskenta on tehty kolmella eri maksimikaivusvyvydellä. Pohjavedenpinnan taso on +94.5. Ohjelma ei löydä malliin tasapainotilaa, kun kaivannon pohja on tasolla +94.5 tai +94.6, eli kaivanto sortuu.

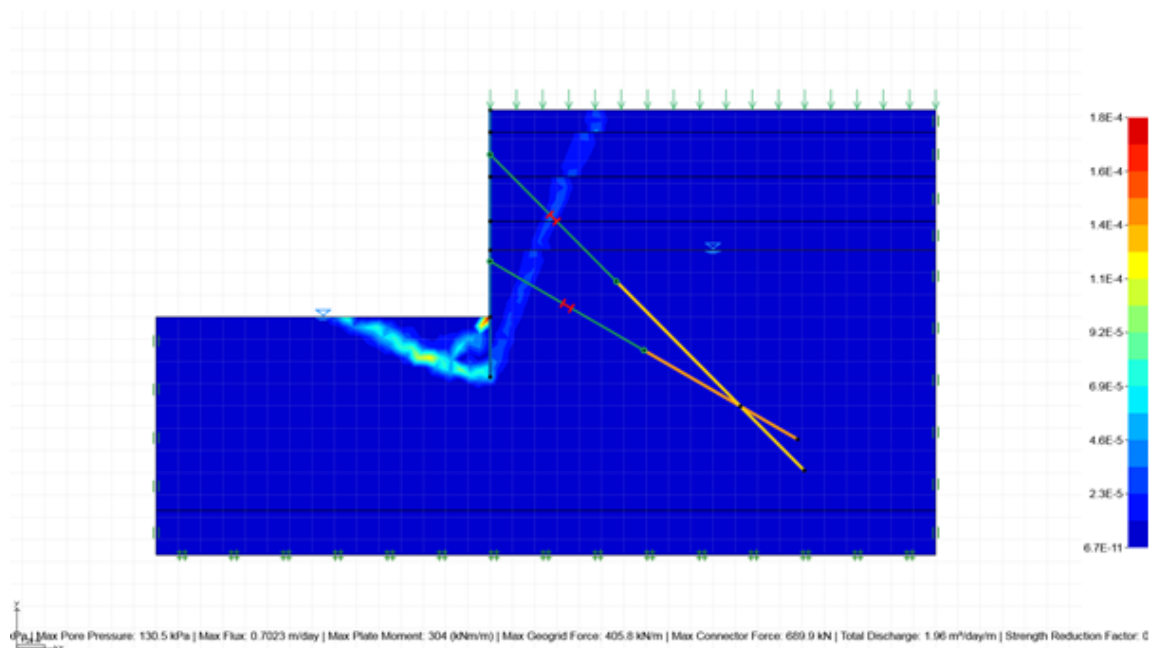
Seuraavaksi määritettiin seinän upotussyvyys, jolla seinän stabiliteetti on riittävä vaarallisimmassa tilanteessa. Mitoittavana tilanteena voidaan pitää tilannetta, jossa kaivu on edennyt alimmalle suunnitellulle tasolle +94.00. Mallinnus tehtiin sekä Plaxis- että Optum G2 -ohjelmilla. Ohjelmilla luotiin kaivannon poikkileikkauksesta identtiset mallit. Optum G2 -ohjelmalla kaivannon sortuma mallinnettiin käyttämällä strength reduction -analyysiä, jolla saadaan suoraan varmuusluku sortumaa vastaan. Plaxis-ohjelmassa vastaava analyysi on nimeltään safety analysis. Laskennoissa ohjelma muuttaa maan lujuusparametreihin kohdistuvaa jakajaa ja pyrkii löytämään sille arvon, jolla saavutetaan sortuma. Tätä kerrointa voidaan pitää myös varmuuslukuna sortumista vastaan. Sortumamekanismeja sekä varmuuslukuja verrattiin keskenään. Maan materiaalimalleina ohjelmissa käytettiin Mohr Coulomb materiaalimallia. Mohr Coulomb -materiaalimallia käyttämällä päästään samaan lopputulokseen kuin käyttämällä Hardening Soil -materiaalimallia, sillä ohjelmat heikentävät varmuuslukuanalyysissä vain kitkakulmaa ja mahdollista koheesiota.

Maaparametreihin ja muuttuvaan kuormaan sovellettiin eurokoodin mukaisia osavarmuuslukuja. Kaivannon kokonaisstabiliteetin laskennassa käytettiin DA3 -laskentatavan mukaisia osavarmuuslukuja maaparametreille. Muuttuvan kuorman osavarmuuslukuna käytetään arvoa 1.3. Näin ollen, kun laskentaohjelman määrittämä varmuuskerroin saa suuremman arvon kuin 1, on kaivannon vakavuus riittävä. Seinän upotussyvyyttä kasvatettiin, kunnes varmuuskertoimen arvoksi saatiin suurempi kuin 1.0.

Sekä Optum G2- että Plaxis -ohjelmilla sortumamekanismit ovat samankaltaiset (kuvat 32 ja 33). Sortumamekanismia voidaan myös pitää yhteensopivana työmaalla todettuihin muodonmuutoksiin; mallinnuksien perusteella ponttiseinä painuu alapäästään ja liikkuu yläpäästään kohti kaivantoa. Suorahko liukupinta alkaa n. 6-8 metrin päästä ponttiseinän takaa. Mallinnuksessa maa-ankkurin vapaa pituus ”leikkautuu” maakerrosten läpi, ja ponttiseinä pääsee liikkumaan kaivantoon päin ankkureiden löystyessä.



Kuva 32 Plaxis-ohjelman elementtiverkko sortuman täysin kehittyttyä.



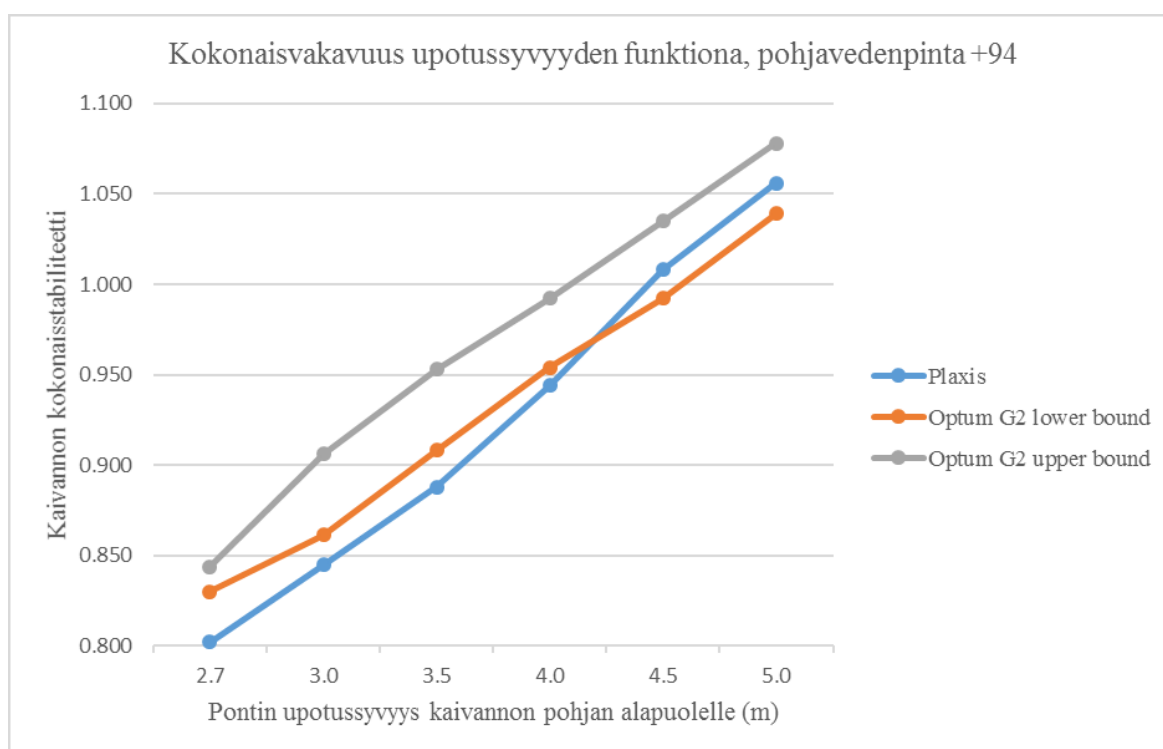
Kuva 33 Optum G2-ohjelman plastiset muodonmuutokset murtotilanteessa.

Taulukkoon 19 on koottu eri upotussyvyyksillä saatuja varmuuslukuja kaivannon kokonaisstabiliteetille, kun pohjavedenpinnan tason oletettiin olevan kaivannon pohjan tasolla. Optum G2-ohjelmalla laskenta tehtiin sekä upper bound- että lower bound -elementeillä, jolloin todellinen varmuusluku on edellä mainituilla elementeillä laskettujen varmuuslukujen välissä. Laskentaohjelmien väliset erot lasketuissa varmuusluvuissa ovat pieniä. Nähdään, että

kaivannon pohjan tasolta +94 lasketun upotussyvyyden ollessa suurempi kuin 4.5 metriä, saavutetaan riittävä kokonaisvakavuus. Näin ollen 14 metrin ponttipituudella pystystabiili- teetti olisi mallinnuksen perusteella riittävä.

Taulukko 19 Kaivannon kokonaisstabiileetti eri upotussyvyyksillä pohjaveden ollessa tasolla + 94.

Seinän upotussyvyys (m)	OPTUM G2		PLAXIS
	LB	UB	
2.7	0.830	0.844	0.802
3.0	0.861	0.906	0.845
3.5	0.908	0.953	0.888
4.0	0.954	0.992	0.944
4.5	0.992	1.035	1.008
5.0	1.039	1.078	1.056

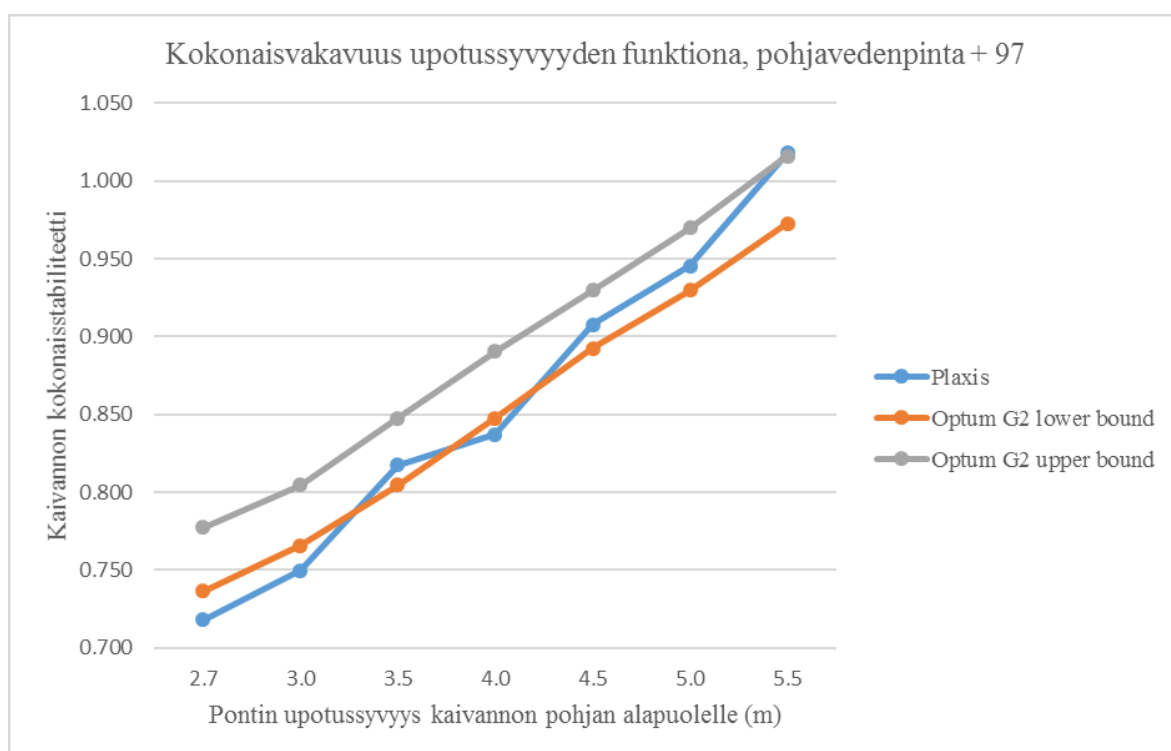


Kuva 34 Kaivannon kokonaisvakavuus seinän upotussyvyyden funktiona pohjavedenpinnan ollessa tasolla + 94.

Seuraavaksi pohjavedenpinta nostettiin tasolle +97, joka on lähellä sortuman jälkeen mitattujen pohjavedenpinnan tasojen keskiarvoa. Taulukkoon 17 on koottu tällä pohjavedenpinnan tasolla määritetyt kaivannon kokonaisvakavuudet. Riittävä varmuus saavutettiin vasta upotussyvyyden ollessa suurempi kuin 5.5 metriä, eli vähintään 15 metrin ponttipituudella. Pohjavedenpinnan tasolla on siis merkittävä vaikutus tukiseinän stabiileettiin.

Taulukko 20 Kaivannon kokonaisstabiilitetti eri upotussyvyyksillä pohjaveden ollessa tasolla + 97.

Seinän upotussyvyys (m)	OPTUM G2		PLAXIS
	LB	UB	
2.7	0.736	0.777	0.718
3.0	0.766	0.805	0.750
3.5	0.805	0.848	0.818
4.0	0.848	0.891	0.837
4.5	0.893	0.930	0.908
5.0	0.930	0.970	0.945
5.5	0.973	1.016	1.018



Kuva 35 Kaivannon kokonaisvakavuus upotussyvyiden funktiona pohjavedenpinnan ollessa tasolla +97.

5.3 Johtopäätökset

Tukiseinän painuminen johtui siitä, että seinän kärki- ja vaippavastus pieneni kaivun edistytessä liikaa suhteessa alaspäin vaikuttaviin voimiin. Seinän pystystabiliteetin tukevat voimat, eli kärki- ja vaippavastus, riippuvat passiivisesta seinäkitkakulmasta, seinän upotussyvyydestä sekä seinän kärkipinta-alasta. Koska kyseessä on teräsponttiseinä, on seinän kärkipinta-ala hyvin pieni, ja tämän vuoksi merkittävä osa seinän pystystabiliteettia ylläpitävästä voimasta muodostuu vaippavastuksesta eli passiivisen maanpaineen pystykomponentista. Vaippavastuksen kasvattamiseksi tulisi tukiseinän upotettua pinta-alaa olla riittävästi. Koska seinän alapää ei tässä tapauksessa tukeutunut merkittävästi lujempaan maakerrokseen, olisi seinän upotussyvyyden pitänyt olla käytettyä suurempi. Suunnitteluohjeet eivät ota kantaa siihen, voiko pienen kärkivastuksen seinäprofiileissa olettaa maan pakkaantumista ja näin ollen kärkivastuksen kasvamista tapahtuvan. Tämä esimerkki kuitenkin osoittaa, että ohuella teräslankuseinällä ei ole merkittävää kärkivastusta.

Sortumahetkellä vallinnutta pohjavedenpinnan tasoa ei tunneta luotettavasti mutta sortuman jälkeen mitattu taso oli huomattavasti mitoituksessa käytettyä tasoa korkeammalla. Pohjavedenpinnan tason nopea nousu lähes 2.5 metrillä sydäntalvella on epätodennäköistä. Mitattua tasoa epäiltiinkin mittausvirheeksi. Mallinnuksilla todettiin, että suunnittelussa käytetyllä pohjavedenpinnan tasolla +94.5 pystystabiliteetin varmistava riittävä upotussyvyys olisi noin 4.5 metriä. Tällöin ponttipituutta olisi pitänyt kasvattaa 12:sta 14 metriin. Kun pohjaveden pinta nostettiin mallissa tasolle +97.00, kuten sortuman jälkeen työmaalla mitattiin, saavutettiin riittävä pystystabiliteetti noin 5.5 metrin upotussyvyydellä eli 15 metrin ponttipituudella. Kun ponttipituutena käytettiin 12 metriä, stabiliteetti menetettiin likimain samalla kaivutasolla kuin todellisuudessakin.

Ankkureiden osalta käsin laskennalla saadut ankkurikuormat ovat 431 kN ja 565 kN. Käytämällä ankkuroinnin osavarmuuslukuna 1.25 saadut mitoitusvoimat ovat 539 kN ja 706 kN. Kaivannon suunnittelijan määrittämät ankkurikuormat ovat 500 kN ja 624 kN. Suunnittelijan laskemat ankkurikuormat ovat 0.9 kertaa valittujen ankkurityyppien myötökuorma. Ankkurit on mitoitetu oikein, mutta ankkureiden vaakajako on valittu siten, että ankkurikohtaiseksi kuormaksi tulee valitun ankkurityypin suurin sallittu kuorma. Tällöin ankkurikuormiin ei ole kohdennettu lainkaan varmuutta, toisin sanoen ankkureiden koeverto kuorma on yhtä suuri kuin ankkureiden mitoitusvoima.

Laskelmien perusteella todennäköisin syy kaivannon sortumiseen oli seinän pystystabiliteetin riittämättömyys. Merkittävänä pystystabiliteettia heikentävänä tekijänä toimi ylemmän ankkuroinnin toteutus 45 asteen kulmassa 30 asteen sijaan. Pystystabiliteetti ei kuitenkaan olisi ollut riittävä, vaikka ylempi taso olisikin tehty 30 asteen kulmaan. Tapaus osoittaa, kuinka tärkeää on tarkistaa tai tarkistuttaa suunnitelmat, jotta oleellisia osia kaivantosuunnittelusta ei jää tekemättä. Vaikka tämän tapauksen tukiseinän vaakasuuntainen stabiliteetti on ollut riittävä ja ankkurivoimat ovat määritetty oikein, on oleellinen tarkistus jäänyt tekemättä.

Tässä tapauksessa suunnitteluratkaisu, jossa ankkureiden kohdalle lyödään pidemmät pontit tiiviimpään maakerrokseen, olisi voinut riittää pystystabiliteetin lisäämiseksi. Se, miksi suunnittelussa oletettiin ponttiseinän alapään tasolle tiivis moreenikerros, jäi epäselväksi. Tätä tiivistä kerrosta ei kairausdiagrammeista löytynyt, ja ponttiseinän painuminen myös osoitti, ettei tällaista tiivistä kerrosta ollut.

Vaikka kaivannon suunnittelu tehdään oikein, on tärkeää tehdä toteutusvaiheessa havaintoja maaperästä. Usein toteutusvaiheessa työmaalla havaitaan, että pontit jäävät pehmeään kerrokseen, jolloin suunnittelija voi muuttaa suunnitelmia. Ponttikoneen kuljettajalla on usein hyvä tuntuma siitä, ulottuuko pontit riittävän tiiviiseen kerrokseen. Esimerkiksi ponttien korkea asennusteho ja se, että kaikki pontit saadaan vaivatta tavoitetasoon, voi kielä suunnittelua löyhemmästä maaperästä ja myöhemmistä ongelmista pystystabiliteetin suhteen. Olisi-kin erittäin tärkeää tarkkailla työmaalla ponttien lyöntivastusta etenkin silloin, kun toteutetaan vinoilla ankkureilla tuettua tukiseinää. Mikäli havaintoja siitä, ulottuuko pontit tiiviiseen kerrokseen, ei tehdä asennuksen aikana, voi olla mahdotonta ennakoita seinän painumista kaivun edetessä. Sortuma voi kuormitustilan muutoksien vaikutuksesta tapahtua nopeasti.

6 Johtopäätökset ja pohdinta

6.1 Maaparametrien määrittäminen

Etenkin työnaikaisten kaivantojen rakentamiskustannuksia pyritään pienentämään vähentämällä pohjatutkimustyötä. Tällöin kaivanto joudutaan mitoittamaan puutteellisella tiedolla. Maaparametrien mitoitusarvot johdetaan määrittämällä ominaisarvojen varovainen keskiarvo tai käyttämällä tilastollisia menetelmiä todennäköisimmän maaparametrin arvon löytämiseksi. Erot tilastollisten menetelmien ja perinteisen deterministisen määrittämisen välillä voivat olla merkittäviä. Perinteisesti on oletettu, että puutteellisenkin maaparametrien havaintoaineiston luotettavuus on riittävä, kun käytetään suunnittelijan kokemukseen perustuvaa varovaista keskiarvoa. Kuitenkaan tämä menetelmä ei tee harvasta havaintoaineistosta alueellisesti kattavaa. On osoittautunut, että maaparametrien alueellinen vaihtelu voi olla hyvin merkittävää.

Esimerkiksi RIL 263-2014 kaivanto-ohjeen minimivaatimus suljetun leikkauslujuuden määrittämiseksi on 1 siipikairauspiste/2400 m², kun kyseessä on vaativuudeltaan tavanomainen kaivanto. Vastaava vaatimus PKTO -97:ssä on 1 siipikairauspiste/putkilinja. (Rajala, Kaurila et al. 1997, RIL 263-2014.) Kyseisillä pohjatutkimustiheyksillä ei vielä voida saavuttaa kovinkaan hyvää kuvaa maan leikkauslujuudesta tai sen alueellisesta vaihtelusta.

Perinteisen varovaisen keskiarvon määrittämiseen tulisi vaikuttaa havaintopisteiden määrä, vertailukelpoinen kokemus kyseiseltä tai pohjasuhteiltaan vastaavalta alueelta, sekä parametrin määrittämismenetelmän luotettavuus. Se, kuinka paljon näiden tekijöiden tulisi vaikuttaa tutkimustulosten arvioinnissa, on tulkinnanvaraista. Jokaisen kohteen maaparametrien luotettavuutta tulisi arvioida tapauskohtaisesti.

Käytettäessä tilastollisia menetelmiä mitoittavien maaparametrien määrittämiseen, pohjatutkimuskustannuksien vähentäminen ei välttämättä ole kannattavaa. Tilastollisten menetelmien käyttö johtaa siihen, että mitä vähemmän havaintopisteitä on, sitä epäedullisempi maaparametrin arvosta muodostuu. Tämä johtuu siitä, että menetelmissä otetaan huomioon havaintojen keskihajonta, joka on riippuvainen havaintojen lukumäärästä. Epäedullisilla maaparametreilla kaivannon mitoituksista muodostuu epätaloudellinen, millä on vaikutusta kaivannon kokonaiskustannukseen. Tämän voi nähdä taloudelliselta näkökannalta; mikäli rakentamiskustannuksista halutaan säästää, ei välttämättä kannata säästää pohjatutkimuskustannuksista. Suurempi havaintomäärä voi tilastollisilla menetelmillä toki johtaa myös keskihajonnan kasvuun, jos maaperässä todellisuudessa on paljon alueellista hajontaa.

Kun pyritään minimoimaan pohjatutkimuskustannuksia, kasvaa muiden kuin kairaustutkimusten merkitys. Esimerkiksi maaperäkartojen tulkinnalla ja maastokäynneillä voidaan kohdentaa pohjatutkimuksia kriittisille alueille. Mikäli pohjatutkimusten kohdentaminen ei ole onnistunut, saattaa todelliset pohjasuhteet erota merkittävästi oletetusta. Pohjatutkimusten määrän lisäksi käytettyjen pohjatutkimusmenetelmien monipuolisuus parantaa maaperästä saatavaa kokonaiskuvaa. Lisäksi merkitystä on sillä, millaista suunnitelmaa varten pohjatutkimuksia tehdään. Esimerkiksi tässä työssä tutkitun Lahden matkakeskuksen kaivannon ponttien kärkivastuksesta oltaisiin saatu jo esisuunnitteluvaiheessa hyvä käsitys, mikäli ponttilinjalla oltaisiin suoritettu muutamia heijarikairauksia.

On toki selvää, että pohjatutkimusten määrä tulee olla oikeassa suhteessa projektin laajuuteen. Lisäksi tulee kuitenkin määrittää, millaiset taloudelliset tai muut seuraamukset vajausten pohjatutkimustietojen takia aiheutuneesta sortumasta seuraa.

6.2 Urakoitsijan vastuu

Koska on osoittautunut, että etenkin lyhytaikaisiksi suunniteltujen kaivantojen suunnittelussa lähtötiedot sekä itse suunnitelmat saatavat olla puutteellisia, herää kysymys, mikä on urakoitsijan vastuu olosuhteiden tarkkailussa ja suunnittelun ohjauksessa. Jokaisesta tutkittu tapauksesta löytyi selviä laskelmin osoitettavissa olevia suunnitteluvirheitä. Nämä virheet olisi ollut mahdollista löytää, mikäli suunnitelmat oltaisiin tarkistettu ennen toteutusvaihetta. Urakoitsijan kannalta ongelmana on tunnistaa, milloin suunnitelmat tulisi kyseenalaistaa. Kuitenkin esimerkiksi pohjaolosuhteiden luotettavuutta on suhteellisen vaivatonta arvioida tehtyjen pohjatutkimusten perusteella jo tarjouslaskentavaiheessa, jos suunnittelija toimittaa tilaajalle kairausdiagrammit sekä pohjatutkimusleikkaukset.

Rakennettavan maaperän todelliset pohjasuhteet paljastuvat aina vasta rakennusvaiheen yhteydessä. Toteutusvaiheessa työnjohdon tulisi havainnoida esimerkiksi muodonmuutoksia kaivannon ympäristössä. Tällöin rakennustyön suorittajalla on myös paras käsitys maala-jeista, pohjavedestä, sekä lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksista. Esimeriksi paalutuksen ja ponttien asennuksen aikana voidaan tehdä havaintoja maan tiiveydestä, kivisyydestä ja kerrospaksuuksista. Paalutuksen yhteydessä saadaan tarkka tieto moreeni- tai kalliopinnan sijainnista. Paalutuksen yhteydessä voidaan myös havaita esimerkiksi myöhempää rakentamista hankaloittava paineellinen pohjavesi. Kaivun yhteydessä puolestaan maapohjan häiriintymisen tarkkailu on erittäin tärkeää.

Suunnitelmista eroavat pohjasuhteet saatetaan huomata vasta siinä vaiheessa, kun kaivanto on sortunut ja pohditaan, onko syy urakoitsijan työvirheessä vai suunnitelmista poikkeavissa olosuhteissa. Kaivantoturvallisuuden kannalta olisi tärkeää, että urakoitsija tarkkailisi pohjasuhteita ja tekisi poikkeamailmoituksen välittömästi, kun ero suunnitelmien ja toteutuksen välillä on osoitettavissa. Mikäli esimerkiksi ponttien havaitaan jäävän selvästi pehmeään kerrokseen, pitäisi suunnittelijalta ainakin varmistaa, säilyykö kaivannon stabiliteetti tällaisessa tapauksessa. Usein urakoitsijalta puuttuu osaamista tämän kaltaisten tilanteiden arvioimisessa. Vastuu maaperän tarkkailusta on työmaan työnjohdolla. Olosuhteiden ja kaivannon tarkkailun merkitystä myös korostaisi, jos jokaisen kaivantosuunnitelman yhteydessä esitettäisiin tarkkailusuunnitelma. Varsinkaan helppojen ja työnaikaisten kaivantojen osalta tarkkailusuunnitelmaa harvoin tehdään.

Koska useimmiten kaivantosuunnitelmissa ei oteta kantaa työn suoritustapaan, tulee työtappaa arvioida työvaihesuunnittelun yhteydessä. Työmaalla ennen jokaista uutta työvaihetta tehtävässä työsuunnitelmassa tulee käydä läpi sopivat työtavat, kuten työjärjestys sekä koneiden tai kaivumassojen sijoittelu. Mikäli urakka-asiakirjoissa ei oteta kantaa hyväksyttyihin kaivannon rakentamistapoihin, tulee geoteknisen suunnittelijan ottaa kantaa tehtyyn työsuunnitelmaan. Urakoitsijan sekä rakennuttajan ja geoteknisen suunnittelijan välinen yhteydenpito on tärkeää.

6.3 Kaivannon stabiliteettia parantavia suunnitteluratkaisuja

Ensimmäinen tässä työssä esiin tullut kaivannon stabiliteettia parantava seikka on ponttien ulottaminen kitkamaakerrokseen. Pontin jättäminen suljetun tilan savikerrokseen on riski. Suunnitelmissa tulisi aina ilmaista selkeästi, että käytettävä ponttipituus on valittava siten, että se ulottuu kitkamaakerrokseen, mikäli kaivanto on suunniteltu toteutettavaksi siten. Lähes poikkeuksetta ohuilla savikoilla kaivannot onkin suunniteltu toteutettavaksi tällä tavalla. Jos kitkamaakerros on syvällä, parantaisi seinän momenttitasapainoa merkittävästi jo se, että osa ponteista korvattaisiin pidemmällä ponteilla. Tämä voidaan toteuttaa esimerkiksi korvaamalla tapauskohtaisesti tietyllä jaolla lyhyt pontti pidemmällä pontilla.

Pilaristabiloinnin tukiseinää tukeva vaikutus voidaan suunnittelussa ottaa huomioon vain, mikäli pilareista muodostetaan jatkuvia rakenteita tukiseinien väliin ja suoraan tukiseiniä vastaan. Tällöin pilarille välittyvä sivuttaissuuntainen tukireaktio ei katkaise pilaria. Vaihtoehtoisesti kaivannon pohja voidaan massastabiloida. Pilaristabilointi voidaan myös ulottaa tukiseinän ulkopuolelle, jolloin tukiseinään kohdistuva aktiivinen maanpaine pienenee. Näillä suunnitteluratkaisulla käytettävää ponttipituutta voidaan pienentää merkittävästi. Lisäksi kaivannon reunalle voidaan sallia suurempia työkonekuormia.

Vinoilla maa- tai kallioankkureilla tuetun tukiseinän tapauksessa tukiseinän pystystabiliteetti tulee aina tarkistaa. Pystystabiliteetti voi muodostua kriittiseksi etenkin tapauksissa, joissa ankkurointikaltevuus on suuri. Mikäli laskennallisesti tukiseinän upotussyvyys kasvaa hyvin suureksi, voidaan tarkastella vaihtoehtoa, jossa esimerkiksi vain ankkureiden kohdalla pontti lyödään tiiviiseen maakerrokseen. Tällöin pontti siirtää kärjellään ankkuroinnin pystysuuntaista kuormaa tiiviiseen maakerrokseen. Vaihtoehtoisesti ponttiseinän kantavuutta voidaan parantaa korvaamalla pitkät pontit esimerkiksi kallioon ulotettavilla teräspaaluilla, jotka siirtävät pystykuormia.

Geoteknisissä suunnitelmissa tulisi aina esittää hyväksyttävät työtavat sekä suositeltu työjärjestys, jotta kaivannon kuormitus pysyy suunnitelluissa rajoissa. Vaihtoehtoisesti urakoitsijan tekemä kaivantotyösuunnitelma tulisi aina hyväksyttää geoteknisellä suunnittelijalla ennen työhön ryhtymistä. Kuten tässäkin työssä kävi ilmi, tarinää aiheuttavat työvaiheet voivat kuormittaa tukiseiniä merkittävästi. Mikäli esimerkiksi kaivantoon liittyvä paalutustyö aiotaan suorittaa kaivun jälkeen, on tämä luonnollisesti huomioitava kaivannon mitoituksessa.

Kaivantosuunnitelmassa tulisi myös selkeästi ilmaista, sallitaanko kaivannon ulkopuolelle kuormia, kuten työkonekuormaa tai muita vastaavia muuttuvia kuormia. Kaivannon mitoituksessa lasketaan harvoin mukaan esimerkiksi maamassojen välivarastoinnista johtuvia kuormia. Tämä voi johtua osittain siitä, että välivarastoiduista massoista johtuvaa kuormitusta voi olla vaikea arvioida ja seurata. Urakoitsijan tulisi selvittää ennen työsuunnittelua, saako kaivannon ympäristöä käyttää välivarastointiin tai työkonien alustana. Etenkin putkikaivannon mitoituksessa on tärkeää miettiä rakennustyöstä kaivantoon kohdistuvia kuormia, sillä työ on usein tehtävä kaivannon sivusta. Putkikaivannon tapauksessa myös suuri riski joutua sortuvien maamassojen alle. Kaivantosuunnitelmassa tulisikin esittää aina yksikäsitteisesti kaivannon sivulla tai päädyissä sallittavat työkonekuormat. (RIL 263 2014).

6.4 Yhteenveto

Tämän tutkimuksen tavoitteena oli löytää esimerkkikaivantojen sortumiin vaikuttaneet syyt. Toinen tutkimuksen tavoite oli toimia pohjana mahdolliselle myöhemmälle kaivantoturvallisuuden parantamiseen tähtäävälle kehitystyölle YIT Rakennus Oy:ssä. Yhteenvetona voidaan todeta, että jokaisen kaivannon suunnitelmissa oli laskelmin selkeästi todistettavia virheellisyyksiä. Tapauksia yhdistävä tekijä oli liian lyhyt ponttipituus, mutta jokainen sortuma johtui lopulta eri syistä. Tulosten perusteella heräsi oleellinen kysymys; kuinka helposti tutkimuksessa havaitut virheet oltaisiin pystytty huomaamaan ennen rakentamista tai rakentamisen aikana ennen sortumaa?

Vaikka tämän työn tuloksena löydetty sortumasyyt pätevät suoraan vain tutkittuihin kaivantoihin, voidaan todeta, että havaitut murtomekanismit olivat sellaisia, joiden tarkistaminen tulisi tehdä jokaisen tuetun kaivannon mitoituksen yhteydessä. Voimassa olevan suunnitteluluohjeistuksen, RIL 263-2014 Kaivanto-ohjeen, mukaan suunniteltaessa suunnitteluprosessi on tehty oikein. Pelkästään oikein suoritettu mitoitus ei riitä, vaan suunnittelijalla täytyy myös olla hyvä käsitys suunnittelun lähtökohtina olevien parametrien suuruudesta tai niiden mahdollisesta vaihtelusta. Mitoituksen tulee perustua laskelmiin tai oikein tehtyyn numeeriseen mallinnukseen. Suunnittelussa käytettävien lujuusparametrien määrittäminen tulee tehdä siten, että otetaan riittävällä tavalla huomioon havainnon luotettavuus. Tähän tilastollisten menetelmien käyttö sopii hyvin.

Maarakenteen suunnittelun lähtökohtana olevat parametrit sisältävät aina epävarmuutta maan lujuuden suuren hajonnan muodossa. Yleisestikin maa- ja pohjarakentamiseen liittyy aina jonkin verran suurempi epävarmuus kuin muuhun rakentamiseen. Kaivantojen tapauksessa riski on siinä mielessä aina suhteellisen suuri, että sortuman uhan realisoitumisesta johtuva seuraus on usein vakava. Tämän vuoksi esimerkiksi kaivantorakenteiden tulisi olla jonkin verran ylimitoitettuja. Kaivantorakentamisessa myös erityisesti korostuu urakoitsijan suorittaman tarkkailun merkitys. Tarkkailun tulisi alkaa ponttikaivannon tapauksessa jo ponttien asennusaikana, ja jatkua aina lopputäyttöihin asti. Urakoitsijan tulee myös olla varma, että kaivutyö suoritetaan suunnitellulla tavalla, sillä tukiseinään kohdistuvat kuormitukset ovat herkkiä ulkoisen kuormitustilan muutoksille.

Lähteet

- BELLOLI SA. 2017. Belbor Self-drilling anchor data sheet [Belloli SA kotisivu], [verkkoaineisto]. Saatavilla: <http://www.belloli.ch/en/belbor> [10/4, 2017].
- BENZ, T. & NORDAL, S. 2010. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. Lontoo, Englanti: Taylor & Francis Group. ISBN 9780415592390 (sähköinen).
- BJERRUM, L. 1973. Problems of soil mechanics and construction on soft clays. Teoksessa: *8th Int. Conf. Soil Mech. Fnd. Engng. Moscow 3 1973*, pp. 111.
- BOND, A. & HARRIS, A. 2008. *Decoding Eurocode 7*. Lontoo, Englanti: Taylor & Francis Group. ISBN 9780415409483.
- BRINKGREVE, R.B.J. & BAKKER, H.L. 1991. Non-linear finite element analysis of safety factors. Teoksessa: *Proc. 7th Int. Conf. on Comp. Methods and Advances in Geomechanics*, 5/1991 1991, s. 1117.
- BRINKGREVE, R.B.J., ENGIN, E. & ENGIN, H.K. 2010. Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands. Teoksessa: *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. Lontoo, Englanti. Taylor&Francis Group. ISBN: 978-0-415-59239-0.
- FRANK, R., BAUDUIN, C., DRISCOLL, M. & KAVVADAS, M. 2004. *Designer's guide to EN-1997-1 Eurocode 7: Geotechnical Design-General Rules*. ICE publishing. 232 s. ISBN: 978-0727731548.
- HEIKKILÄ, J., HYVÖNEN, J. & LAAKSONEN, A. 2012. *Liikenneviraston ohjeita 11/2012: Sillan geotekninen suunnittelu*. Helsinki: Liikennevirasto. 49 s. ISBN 978-952-255-143-6.
- JÄRVINEN, A. 2012. *Laskentaohjelman käyttö tukiseinän mitoituksessa. Novapoint Geo-Calc -ohjelma*. Opinnäyte. Tampereen ammattikorkeakoulu. Tampere. 70 s.
- KÄRKI, I. 2010. *Suljetun leikkauslujuuden määrittäminen rataympäristössä*. Opinnäyte. Teknillinen korkeakoulu. Helsinki: Liikennevirasto. 39 s.
- KAURILA, M., HARTIKAINEN, J., LENHTIKANKARE, H., KÄRKI, I. & RUOHONEN, E., 2014. *Putkikaivantojen tuentaohje PKTO-14*. Espoo: Espoon kaupungin tekninen keskus, Finnmap Infra Oy.
- KNUUTI, M. 2016. *Varmuuden kohdentaminen tukiseinien mitoituksessa. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 7/2016*. Opinnäyte. Tampereen teknillinen yliopisto. Tampere. 278 s.
- KORKIALA-TANTTU, L. & LÖFMAN, M., 2016. *Luotettavuuden arviointi ja riskienhallinta geoteknisessä suunnittelussa*. Helsinki: Liikennevirasto. 101 s. ISBN 978-952-317-318-7.

- KRABBENHOFT, K., LYMAIN, A. & KRABBENHOFT, J. (2016a) *OptumG2: Materials*. Liverpool, Englanti: Optum Computational Engineering.
- KRABBENHOFT, K., LYMAIN, A. & KRAMMENHOFT, J. (2016b) *Optum G2: Analysis*. Liverpool, Englanti: Optum Computational Engineering.
- KUJANSUU, J. 2016. Keskustakirjaston kaivannon mitoitus, *Kaivanto-ohje, koulutustilaisuus*, 29.11.2016 2016. Helsinki: Suomen Geoteknillinen Yhdistys SGY.
- LIIKENNEVIRASTO. 2013. *Eurokoodin soveltamisohje. Geotekninen suunnittelu - NCCI 7. Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet*. Helsinki: Liikennevirasto. 49 s. ISBN 978-952-255-143-6.
- LIIKENNEVIRASTO. 2010. *Syvästabiloinnin suunnittelu*. Helsinki: Liikennevirasto. 57 s. ISBN 978-952-255-031-6.
- LÖFMAN, M. 2016. *Perniön saven parametrien luotettavuuden ja saven eri ominaisuuksien välisten korrelaatioiden arviointi*. Opinnäyte. Aalto-yliopisto. Espoo. 121 s.
- NIKKINEN, J. 2000. *Syvästabiloitujen pilareiden ja maan yhteistoiminta*. Helsinki: Tielaitos. 141 s. ISSN 0788-3722.
- NYKÄNEN, S. 2009. *Kaivantojen tukiseinien suunnittelu ja toteuttaminen pysyvinä rakenteina*. Opinnäyte. Tampereen ammattikorkeakoulu. Tampere. 65 s.
- PARMANEN, T. 2017. Civilpoint Oy, muut ohjelmistot, GeoCalc. [Civilpoint Oy:n kotisivu], [verkkoaineisto]. Saatavilla: <https://civilpoint.fi/ohjelmistot/muut-ohjelmistot/geocalc/>.
- PLAXIS. 2016. *PLAXIS Material Models Manual*. Delft, Alankomaat: PLAXIS.
- POTTS, D.M. & ZDRAVKOVIC, L. 1999. *Finite element analysis in geotechnical engineering: Theory*. 1 painos. ThomasTelford.
- RAJALA, O., KAURILA, M., ERVASTO, E. & RÄMÖ, S. 1997. *Putkikaivantojen tuenta-ohje PKTO -97*. Espoo, Suomi: Espoon kaupunki, Tekninen keskus, Geotekniikkayksikkö.
- RIL 121. 2004. *RIL 121-2004 Pohjarakennusohjeet*. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y.
- RIL 181. 1989. *RIL 181-1989 Rakennuskaivanto-ohje*. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y.
- RIL 194. 1992. *RIL-194-1992 Putkikaivanto-ohje*. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL r.y.
- RIL 207. 2009. *RIL 207-2009 Geotekninen suunnittelu*. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

- RIL 263. 2014. *RIL 263-2014 Kaivanto-ohje*. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL r.y.
- RONKAINEN, N. 2012. *Suomen maalajien ominaisuuksia*. Helsinki: Suomen ympäristökeskus. 57 s.
- RUOTSALA, M. 2011. *Ratojen tukiseinien mitoittaminen Eurokoodilla*. Opinnäyte. Aalto-yliopisto. Espoo. 98 s.
- SCHANZ, T., VERMEER, P.A. & BONNIER, P.G. 1999. The hardening soil model: Formulation and verification. In: RONALD B. J. BRINKGREVE, ed, *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Rotterdam: A.A Balkema, s. 281.
- SCHNEIDER, H.R. 1999. Determination of characteristic soil properties Determination des valeurs caractéristiques. Geotechnical engineering for transportation infrastructure: theory and practice, planning and design, construction and maintenance. Teoksessa: *Proc. of the 12th European conference on soil mechanics and geotechnical engineering*, 7-10.6.1999 1999, Taylor & Francis.
- SFS-EN 14679. 2005. *Pohjarakennustyöt. Syvästabilointi*. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto. 48 s.
- SFS-EN 1997-1. 2005. *Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu*. Suomen Standardoimisliitto SFS.
- SGY, 1995. *Kairausopas: 2, siipikairaus*. 2. painos. Helsinki: Suomen Geoteknillinen Yhdistys r.y.
- SOLOWSKI, W. 2017. *Mohr-Coulomb based models, kurssin Geo-E2020 Numerical Methods in Geotechnics luento 25.4.2017*. Espoo.
- THYSSENGRUPP GFT BAUTECHNIK. 2010. *Sheet Piling Handbook*. 3. painos. ThyssenGrupp GfT Bautechnik.
- TIEHALLINTO, 2001. *Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet*. Helsinki: Tiehallinto. 61s. ISBN 951-726-743-6.
- TIEHALLINTO, 1998. *Geotekniikan informaatiojulkaisuja: Teiden pehmeikkötutkimukset*. Helsinki: Tiehallinto. 87 s. ISBN 951-726-447-X.
- VARSAMÄKI, A. 2015. *Ankkureiden mitoitus ja koeveto. RIL 263-2014 Kaivanto-ohje - Koulutustilaisuus 5.2.2015*. Suomen Geoteknillinen Yhdistys SGY Oy.
- VIANOVA SYSTEMS FINLAND OY, 2012. *Novapoint GeoCalc Tukiseinä*. Versio 2.4. Vaisalan tie 6 Espoo: Vianova Systems Finland.